



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería



Universidad de Cantabria

Escuela Técnica Superior de Ingenieros
de Caminos, Canales y Puertos de Santander

EVALUACIÓN DEL ESTADO DE CONSERVACIÓN Y DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PUENTE PEDRO DE VALDIVIA

Trabajo Fin de Máster.

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

ANABEL GARRIDO PADILLA
VALDIVIA – CHILE
2018

RESUMEN

En la presente tesis se ha llevado a cabo la evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del puente Pedro de Valdivia, situado este al sur de Chile en la capital de la Región de los Ríos, Valdivia.

Se trata de un puente diseñado por el ingeniero Federico Wiese, y construido en 1954. Consta de 5 vanos, dos vanos laterales de unos 35 metros construidos, tras el terremoto de 1960, con vigas de tipología mixta acero – hormigón y un tramo central formado por 3 vanos de hormigón armado.

El estudio está centrado en estos 3 vanos centrales del puente, cuyas luces son 69 metros el tramo central y 50 metros los tramos laterales. El tramo central es un tablero tipo cajón de hormigón armado multicelular de canto variable. En el vano central de dicho tramo se han dispuesto dos rótulas que lo convierten en una viga tipo Gerber.

Los puentes que se han estudiado, considerando que puedan tener cierta relación con la idea de puente que asume el ingeniero Federico Wiese en su diseño, son: el puente sobre el río Peixe de 1931, en Brasil; y el puente sobre el río Leyes de 1941, en Argentina. Las principales similitudes son la longitud de sus vanos, el tipo de sección, el material empleado y el concepto de viga Gerber.

En cuanto a la evaluación del estado de conservación del puente se han estudiado los diferentes ensayos no destructivos que se pueden realizar sobre los puentes de hormigón armado y los resultados obtenidos en el informe que existe sobre su estado de conservación. Observando que el principal problema que presenta el puente, y que podría afectar a su vida útil, es la carbonatación.

Para la evaluación de la capacidad resistente del puente se ha empleado el Manual para Evaluación de Puentes publicado por “The American Association of State Highways and Transportation Officials”. Se ha realizado un repaso de los diferentes métodos que se definen en este manual. Escogiendo el Método por Factores de Carga y Resistencia, que tiene en cuenta la redundancia de la superestructura y el deterioro que presentan los elementos mediante la aplicación de un factor de condición que modifica su resistencia. El Manual de Evaluación de Puentes indica tres procedimientos de evaluación dentro de este método: análisis de capacidad con carga de diseño, con carga legal y con carga nominal permitida. No obstante, en este estudio únicamente se ha realizado el análisis de la capacidad del puente Pedro de Valdivia con cargas de diseño, que son el HL-93 y un camión tándem de diseño con un par de ejes de 110 KN.

Se ha desarrollado un modelo en el software Sofistik, para determinar las cargas vivas de diseño y la resistencia nominal de cada una de las secciones. De esta forma, con los datos obtenidos se ha realizado la comprobación de la capacidad estructural de cada sección mediante el cálculo del factor de capacidad “RF”.

Finalmente, se ha podido determinar qué secciones poseen la resistencia más crítica tanto a momento flector como a cortante. Llegando a la conclusión de que la capacidad resistencia del puente a cortante es suficiente para todas las secciones, salvo para la sección de las pilas exteriores. Mientras que en la evaluación del momento flector se obtienen valores de RF, en las secciones más representativas, menores que 1, teniendo la resistencia más crítica en la sección ubicada en la zona central del vano lateral.

ABSTRACT

In this thesis it has been performed the evaluation of the state of conservation and resistance capacity of the Pedro de Valdivia bridge, located east of southern Chile in the capital of the Region of the Rivers, Valdivia.

This bridge was designed by the engineer Federico Wiese and was built in 1954. It has five spans. The lateral spans have 35 metres of length and were built, after of the earthquake of 1960, with beams of mixed steel-concrete type . And three central spans compose of reinforced concrete beams.

This study is focused on the central spans. This have 69 metres of length from the central reach and 50 metres from the lateral reach. The central reach is a girder with variable edge box - shaped cross – section of reinforced concrete. In the central span of this section two ball joints have been arranged which convert it into a Gerber type beam.

The bridges that have been studied, considering that they may have a certain relationship with the idea of a bridge that the engineer Federico Wiese assumes in his design are: the bridge over the Peixe River of 1931, in Brazil; and the bridge over the River Leyes of 1941, in Argentina. The main similarities are the length of its spans, the type of section, the material used and the Gerber beam concept

Regarding the evaluation of the state of conservation of the bridge, the different non-destructive tests that can be carried out on the reinforced concrete bridges and the results obtained in the report on their state of conservation have been studied. It can be noticed that the main problem the bridge presents, which could affect its useful life, is carbonation.

For the evaluation of the resistance capacity of the bridge, it's been used the Manual for the Evaluation of Bridges published by "The American Association of State Highways and Transportation Officials". Also, a review has been made with different methods that are defined in this manual, choosing the Method of Load Factors and Resistance, because it considers the redundancy of the superstructure and the deterioration of the elements through the application of a condition factor that modifies its resistance. The Manual for the Evaluation of bridges indicates that the methodology for the load and resistance factor rating of bridges is composed of three distinct procedures: Design load rating, legal load and permit load rating. However, in this study the analysis of the capacity of the Pedro de Valdivia bridge has been performed with the design load rating method.

A model has been developed on the Sofistik software to determine the effects of design and the nominal resistance of each cross – sections. With this, the data obtained in the model has been made a verification of the structural capacity of each cross- section through the calculate the Rating Factor.

Finally, it has been determined which cross – section has the most critical resistance at both bending moment and shear stress, reaching to the conclusion that the shear resistance of the bridge is enough for all sections, except for the section of the outer piles; while the value obtained from the RF at bending moment is less than 1 in the most representative sections, having the most critical resistance at the section located at the central zone of the lateral span.

ÍNDICE

| | |
|---|----|
| 1. Introducción | 9 |
| 2. Objetivos | 11 |
| 3. Puente Pedro de Valdivia | 12 |
| 3.1 Puentes Similares | 12 |
| 3.2 Puente Pedro de Valdivia | 21 |
| 4. Evaluación del Estado de Conservación | 24 |
| 4.1 Metodología | 24 |
| 4.2 Evaluación del Estado de Conservación del Puente Pedro de Valdivia..... | 30 |
| 5. Evaluación de la Capacidad Resistente | 37 |
| 5.1 Normativa..... | 37 |
| 5.1.1. Aspectos Generales | 37 |
| 5.1.2. Métodos de Análisis | 40 |
| 5.1.3. Comparación de los Métodos | 56 |
| 5.2 Evaluación de la Capacidad Resistente del Puente Pedro de Valdivia..... | 57 |
| 5.2.1. Descripción del Modelo | 57 |
| 5.2.2 Evaluación del Tablero | 67 |
| 6. Conclusiones..... | 81 |
| 7. Bibliografía | 82 |

ÍNDICE DE FIGURA

| | |
|--|----|
| Figura 3. 1 Puente sobre el río Peixe en el Estado de Santa Catarina..... | 12 |
| Figura 3. 2 Construcción puente sobre el río Peixe en Santa Catarina, en 1931. | 13 |
| Figura 3. 3 Puente sobre el río Peix..... | 13 |
| Figura 3. 4 Puente sobre el río Leyes | 14 |
| Figura 3. 5 Puente sobre el río Leyes, en la actualidad..... | 15 |
| Figura 3. 6 Puente Calle - Calle, en la actualidad. | 16 |
| Figura 3. 7 Puente Calle - Calle I y II, en la actualidad..... | 16 |
| Figura 3. 8 Nuevo Puente de Veurdre sobre el río Allier, en la actualidad..... | 18 |
| Figura 3. 9 Puente sobre el canal de Donzère – Mondragon, en la Actualidad. | 19 |
| Figura 3. 10 Puente Jacques Boulloche sobre el río Sena, en la actualidad..... | 19 |
| Figura 3. 11 Puente sobre el río Saône en Fontaines, en la Actualidad..... | 20 |
| Figura 3. 12 Puente Pedro de Valdivia, desde la Costanera..... | 21 |
| Figura 3. 13 Puente Pedro de Valdivia, desde la Costanera..... | 21 |
| Figura 3. 14 Puente Pedro de Valdivia, desde Isla Teja..... | 22 |
| | |
| Figura 4. 1 Ubicación de los puntos donde se ha realizado el ensayo del índice esclerométrico..... | 30 |
| Figura 4. 2 Daño detectado en el cajón de HA..... | 32 |
| Figura 4. 3 Daño detectado en la rótula Gerber. | 32 |
| Figura 4. 4 Daño en las barras antisísmicas del Estribo 2. | 33 |
| Figura 4. 5 Daño en las placas de apoyo del Estribo 2. | 33 |
| Figura 4. 6 Fisuras detectadas en las almas del tablero tipo cajón..... | 34 |
| Figura 4. 7 Espaciamiento de dilatación insuficiente, Pila 1, Junta 2..... | 34 |
| Figura 4. 8 Armadura principal del tablero tipo cajón. | 35 |
| Figura 4. 9 Desprendimientos en el hormigón por carbonatación. | 35 |
| Figura 4. 10 Relleno Estribo..... | 35 |

| | |
|---|----|
| Figura 5. 1 Camión de diseño HS20-44 | 42 |
| Figura 5. 2 Carga de carril de diseño. | 43 |
| Figura 5. 3 Secuencia del Método LRFR. | 47 |
| Figura 5. 4 Camiones de diseño AASHTO LRFD. | 49 |
| Figura 5. 5 Esquema de cargas legales AASHTO..... | 50 |
| Figura 5. 6 Esquema de Carril NRL | 52 |
| Figura 5. 7 Modelo estructural. Sofistik | 57 |
| Figura 5. 8 Sección tipo vano lateral. | 58 |
| Figura 5. 9 Sección tipo positivo..... | 59 |
| Figura 5. 10 Sección Tipo Pila (Refuerzo Negativo)..... | 59 |
| Figura 5. 11 Corte Longitudinal del puente Pedro de Valdivia..... | 60 |
| Figura 5. 12 Resultados de ensayo resistencia a compresión simple. | 61 |
| Figura 5. 13 Distribución Normal acumulada de resultados. | 61 |
| Figura 5. 14 Resultados de ensayos resistencia a tracción. | 63 |
| Figura 5. 15 Camión de diseño HS 20-44..... | 65 |
| Figura 5. 16 Momentos Resistentes de las secciones | 70 |
| Figura 5. 17 Momentos Flectores de las Cargas Muertas, DC | 71 |
| Figura 5. 18 Momentos Flectores de las Cargas Muertas, DW | 71 |
| Figura 5. 19 Factor de utilización de las secciones carga muertas..... | 72 |
| Figura 5. 20 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, HL-93 | 73 |
| Figura 5. 21 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, H-110..... | 73 |
| Figura 5. 22 Cortantes Resistentes de las secciones | 77 |
| Figura 5. 23 Cortantes de las Cargas Muertas, DC | 78 |
| Figura 5. 24 Cortantes de las Cargas Muertas, DW..... | 78 |
| Figura 5. 25 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, HL-93 | 78 |
| Figura 5. 26 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, H110..... | 79 |
| Figura 5. 27 Cortantes resistente y envolvente de cargas vivas | 79 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| TABLA 1. DEFINICIÓN DEL GRADO DE DAÑO | 25 |
| TABLA 2. METODOLOGÍA A APLICAR EN LA EVALUACIÓN DE PUENTES EN BASE A LA METODOLOGÍA DE DISEÑO | 38 |
| TABLA 3. FACTOR DE CARGAS MUERTAS PARA LFR..... | 42 |
| TABLA 4. ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE CARGA (AASHTO) | 44 |
| TABLA 5. FACTOR DE CONDICIÓN, ϕ_c | 45 |
| TABLA 6. CLASIFICACIÓN DE CONDICIÓN SEGÚN NBI..... | 46 |
| TABLA 7. FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL, ϕ_s | 46 |
| TABLA 8. FACTOR DE CARGA PARA ANÁLISIS CON CARGA DE DISEÑO | 49 |
| TABLA 9. FACTORES DE INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA | 50 |
| TABLA 10. FACTORES DE CARGA VIVA, γ_l PARA TRÁFICO COMERCIAL RUTINARIO | 52 |
| TABLA 11. FACTORES DE CARGA VIVA, γ_l PARA VEHÍCULOS DE ACARREO ESPECIALIZADOS..... | 52 |
| TABLA 12. CARGA DINÁMICA, IM..... | 53 |
| TABLA 13. FACTORES DE CARGA PERMITIDA..... | 55 |
| TABLA 14. VALORES ESTADÍSTICOS MUESTRAS DE HORMIGÓN | 61 |
| TABLA 15. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN | 62 |
| TABLA 16. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN SEGÚN LA NCH 1998 | 62 |
| TABLA 17. RESISTENCIAS DEL ACERO | 63 |
| TABLA 18. FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE | 66 |
| TABLA 19. FACTORES EMPLEADOS PARA EL CÁLCULO RF | 73 |
| TABLA 20. EVALUACIÓN MOMENTO FLECTOR, RATING FACTOR(RF)..... | 74 |
| TABLA 21. SECCIONES REPRESENTATIVAS, RATING FACTOR(RF)..... | 75 |
| TABLA 22. EVALUACIÓN CORTANTE, RATING FACTOR (RF) | 80 |

1. Introducción

El desarrollo vial es uno de los elementos fundamentales para el crecimiento de cualquier país. Un camino, una vía, una carretera, un puente no son solamente un punto de unión y encuentro, sino que implican un acto cultural mediante el cual los hombres que habitan un territorio lo hacen suyo integrándolo como una dimensión concreta de sus vidas.

En el caso de Chile, sus características geográficas han hecho necesario a lo largo de la historia la construcción de una gran cantidad de puentes que permiten un intercambio económico, cultural y educacional, es decir, permiten el crecimiento del país.

Los factores principales que inciden en el estado de estos puentes es la inclemencia de los factores naturales que ocurren con frecuencia. Puesto que se ven sometidos a la acción de sismos y a grandes descargas de los ríos, cuyo origen proviene de la Cordillera de los Andes y de la Costa, produciendo daños, erosiones y socavaciones en las estructuras, lo que provoca severas deficiencias en estos. Acompañadas, estas deficiencias, de las precarias condiciones de conservación en las que se encuentran la mayoría de los puentes, generan una decadencia en la funcionalidad y en el desarrollo de la red vial del país. Es por todo esto que se debe llevar un control exhaustivo del estado de conservación y de la capacidad estructural que presentan actualmente los puentes que aún siguen existiendo en el país.

La evaluación del estado de conservación se lleva a cabo mediante inspecciones visuales, que puede ser de varios tipos en función de la normativa que se emplee, y mediante una serie de ensayos no destructivos (END) escogidos estos en función de los parámetros que se quieran estudiar o revisar del puente.

La inspección visual de puentes es una herramienta imprescindible para la conservación de la red vial. La información obtenida de la inspección es la base para múltiples tareas de conservación, como la planificación de acciones de mantenimiento y rehabilitación. (Schanack, 2013)

Los ensayos no destructivos están tomando una gran importancia en cuanto a inspección y monitoreo de estructuras. Puesto que estos permiten, sin generar ningún tipo de daño sobre la estructura, conocer el estado de los elementos internos y externos de la misma, ya sea su localización y/o caracterización del material.

En cuanto a la evaluación de la capacidad resistente, se realiza a través de una clasificación de carga del puente, que proporciona una base para determinar cuál es la carga segura que puede soportar. Esta evaluación está basada en las condiciones estructurales existentes, las propiedades del material, las cargas y las condiciones de tráfico en el sitio del puente, y se lleva a cabo mediante la aplicación de la metodología propuesta en el Manual de evaluación de puentes de la AASHTO. (AASHTO, 2011)

La inspección y clasificación de puentes de carretera es una de las claves para la efectividad del sistema nacional de transporte, y una garantía para la libertad y seguridad en el uso de las carreteras. (H. Toutanji, 2012)

Son estas las razones por las que en la presente tesis se desarrolla un estudio acerca de la evaluación del estado de conservación y de la capacidad actual del puente Pedro de Valdivia, que data de 1954. Este se encuentra situado en la ciudad de Valdivia, capital de la Región de los Ríos, actuando como único punto de unión entre la zona residencial de Isla Teja y el centro urbano.

2. Objetivos

En este apartado se definen cuáles son el objetivo general y los específicos de la tesis. Además de exponer cuál es la línea de trabajo que se ha seguido para alcanzar los objetivos fijados.

El objetivo general de esta tesis es llevar a cabo una evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del Puente Pedro de Valdivia.

Mientras que los objetivos específicos son:

- Describir el puente Pedro de Valdivia.
- Evaluar el estado de conservación del puente Pedro de Valdivia.
- Estudiar los diferentes métodos que existen para evaluar la capacidad actual y futura del Puente.
- Evaluar la capacidad resistente del puente.

Para lograr estos objetivos se ha realizado un estudio detallado de diversos puentes, principalmente aquellos que sean similares al puente de estudio. De esta forma podremos conocer de dónde surge la idea de proyectar y construir un puente de estas características.

Se han analizado los diferentes ensayos no destructivos e inspecciones que existen para realizar una evolución del estado de conservación del puente, más concretamente, en el caso de los puentes de hormigón armado.

Por último, se ha estudiado la normativa vigente que existe en relación con la evaluación de la capacidad resistente del puente, tomando una de ellas como referencia y realizando la evaluación sobre el modelo del puente. Para ello se ha empleado un programa de elementos finitos, denominado Sofistik.

3. Puente Pedro de Valdivia

3.1 Puentes Similares

En este apartado se tratan una serie de puentes que presentan cierta similitud con el puente de estudio, ya sea en relación con la luz de sus vanos, tipología de la sección o por poseer una viga Gerber.

Anterior al puente de Pedro de Valdivia, que data de 1952, existe el puente sobre el río Peixe en Brasil de 1931, proyectado por el ingeniero de origen alemán Emilio H. Baumgart. Este fue récord de luz en el vano central, con 68 metros.

Otro puente, muy similar, y del cual a lo mejor ha tomado referencia el ingeniero Federico Wiese Isense, es el puente sobre el río Leyes en Argentina de 1941. Este es de tipología viga Gerber constituido por tres tramos. Fue construido por la empresa GEOPE, de origen alemán.

Además, en 1944, el mismo ingeniero Federico Wiese proyectó el puente Calle – Calle, situado también en Valdivia. Cuyas características geométricas y estructurales son similares a las que años después tendría el puente de estudio.

A continuación, junto con los puentes mencionados en los párrafos anteriores se expondrán algunos puentes similares, posteriores o de la misma época del puente de Pedro de Valdivia. Centrándose el estudio, principalmente, en el estado de conservación actual que presentan.

1. Puente sobre el río Peixe en el Estado de Santa Catarina (Brasil)

En 1931 se construyó en Brasil el puente sobre el río Peixe entre las ciudades de Herval y Cruzeiro, en el Estado de Santa Catarina, en Brasil.

Fue proyecto del ingeniero, de origen alemán, Emilio H. Baumgart. Se trata de un puente de tres vanos, con récord de luz, en los puentes de hormigón armado, en el vano central que presentaba unos 68,5 metros. (Troyano, 2004)

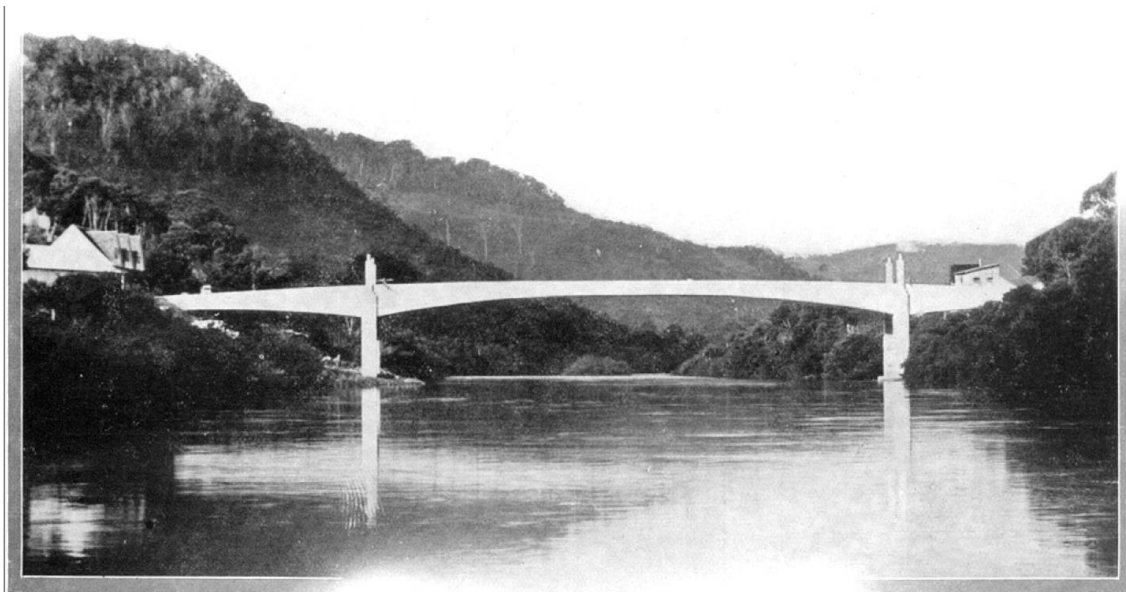


Figura 3. 1 Puente sobre el río Peixe en el Estado de Santa Catarina
FUENTE: Revista "La Technique des Travaux", noviembre de 1931

Este puente tiene especial importancia puesto que fue el primer puente de hormigón construido mediante el método de avance en voladizos sucesivos sin apoyos sobre el terreno, procedimiento utilizado hasta el momento sólo en puentes metálicos. (Troyano, 2004)

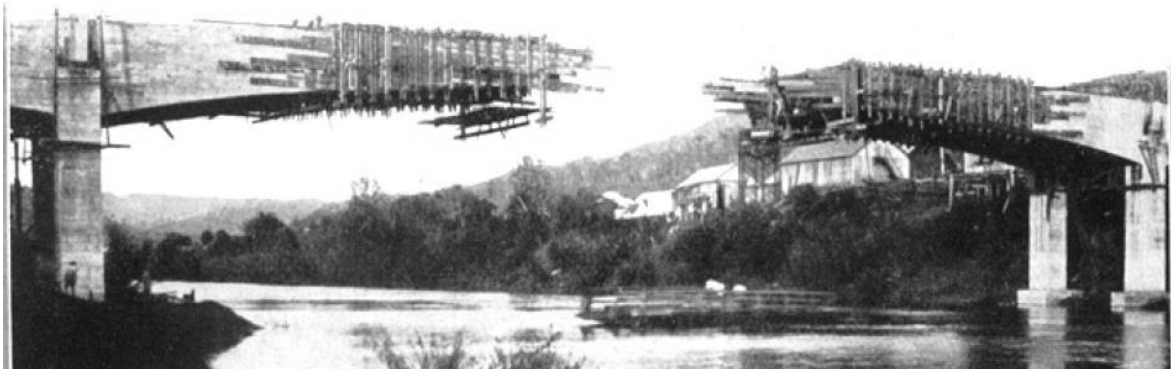


Figura 3. 2 Construcción puente sobre el río Peixe en Santa Catarina, en 1931.
FUENTE: Revista "La Technique des Travaux", noviembre de 1931

El puente había sido construido para soportar unas treinta toneladas. Pero durante varias cosechas de trigo y frijol la producción pasaba por el puente, teniendo que soportar cientos de toneladas debido a que los camiones quedaban parados en fila por la congestión que se producía. Como consecuencia el puente comenzó a presentar fisuras en la cabecera del lado de Herval del Oeste. Es por esto por lo que tuvo que ser improvisado un amarre con barras de hierro para ayudar a sostener el peso, además de destinarlo exclusivamente a uso peatonal. (Luiz, 2012)

Con el paso de los años, las construcciones se multiplicaron, nuevas calles y edificios fueron construidos próximos al río, lo que dio lugar a la invasión de las márgenes del río y a la reducción del lecho. Esto provocó un incremento del volumen del agua, aumentando así el nivel y la velocidad del agua.

En julio de 1983 el puente quedó fuera de servicio, es decir, fue destruido por una inundación que cerró el arco central del puente. Esta inundación, junto con la invasión por parte de los terraplenes y construcciones de las márgenes del río, la deforestación de las laderas y los excesos de basura, hicieron que el puente no aguantase y se cayera. (Thomaz, 2013)

En la siguiente imagen podemos observar el puente y algunos de los edificios construidos justo en la margen del río.



Figura 3. 3 Puente sobre el río Peix.
FUENTE: Libro "Pontes Brasileiras"

2. Puente sobre el río Leyes en Santa Fe (Argentina)

En 1941 se construyó el puente sobre el río Leyes cerca de Santa Fe, Argentina. Este puente constituye la primera estructura en su género, es decir, el primer puente de hormigón armado con sección hueca en Sudamérica.

La ejecución de la estructura estuvo a cargo de la empresa GEOPE (Compañía General de Obras Públicas S.A). Se trata de una empresa de origen alemán, conocida bajo ese nombre tras estallar la Primera Guerra Mundial. Ésta fue la constructora líder para las obras públicas y muchos otros particulares. Durante sus sesenta años de actividad en Argentina aparece asociada a los nombres de los equipos profesionales y extranjeros más importantes. (Braun, 1996)

Se trata de un puente tipo viga Gerber de 182 metros de longitud, constituido por tres tramos de 53 + 76 + 53 metros de luz, que se afirman en dos estribos construidos, en ese momento, sobre las barrancas y dos pilares que se levantan sobre el arroyo. (Yoris, Belbey, & Cabaña, 2015)

El tramo central de 76 metros de luz queda dividido, como se puede apreciar en la siguiente imagen, en tres partes por medio de dos articulaciones, una móvil y otra simple. Creando de esta forma en el tramo central la viga Gerber.

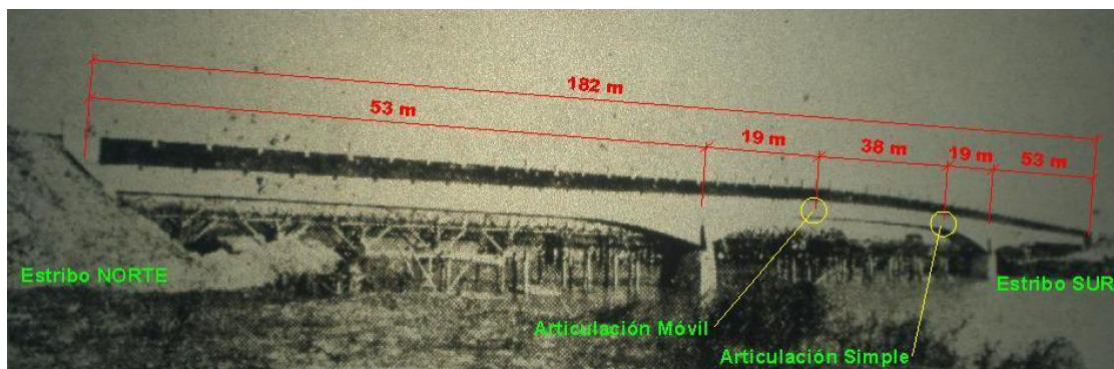


Figura 3. 4 Puente sobre el río Leyes

FUENTE: Informe Puente Carretero sobre el Arroyo Leyes (Yoris, Belbey, & Cabaña, 2015)

Para llevar a cabo su construcción se levantó, previamente, un puente de servicio de madera de eucaliptus apoyado sobre el lecho del arroyo, cuyo cauce en esa época tenía muy poca profundidad, por lo que fue posible ejecutarlo así.

A lo largo de la historia dicho puente ha sufrido alguna modificación debido a los deterioros generados por crecidas en el río.

En 1966, el estribo sur fue arrastrado por una crecida, por lo que se colocó un puente Bailey de 23 metros para salvar la luz libre. Tras 4 años, en 1970, este fue reemplazado por un tablero de hormigón armado.

En 1983, tras una extraordinaria crecida se produjo el deslizamiento del acceso sur del puente, quedando interrumpido el tránsito. Es por eso por lo que se decidió construir una ampliación de hormigón postensado en la cabecera norte que junto con la extensión que ya existía en la cabecera sur, resulta un puente con una luz total de 235 metros.

Se apreció cierto movimiento en la pila del pórtico ejecutado en la ampliación sur en 1970, de modo que se instaló un puente Bailey ante la precaria estabilidad del tramo, con cierto riesgo de colapso.

En 2007, pasados 10 años del último puente Bailey, se reemplazó este por un tramo isostático cuya estructura mixta está formada por vigas metálicas sobre las que se ejecutó un tablero de hormigón armado de 18 cm de espesor.

De modo que, actualmente, la luz del puente es de 235 metros, debido a las extensiones por medio de dos tramos isostáticos agregados en las cabeceras norte y sur, a causa de la continua erosión de las márgenes de este arroyo. (Yoris, Belbey, & Cabaña, 2015)

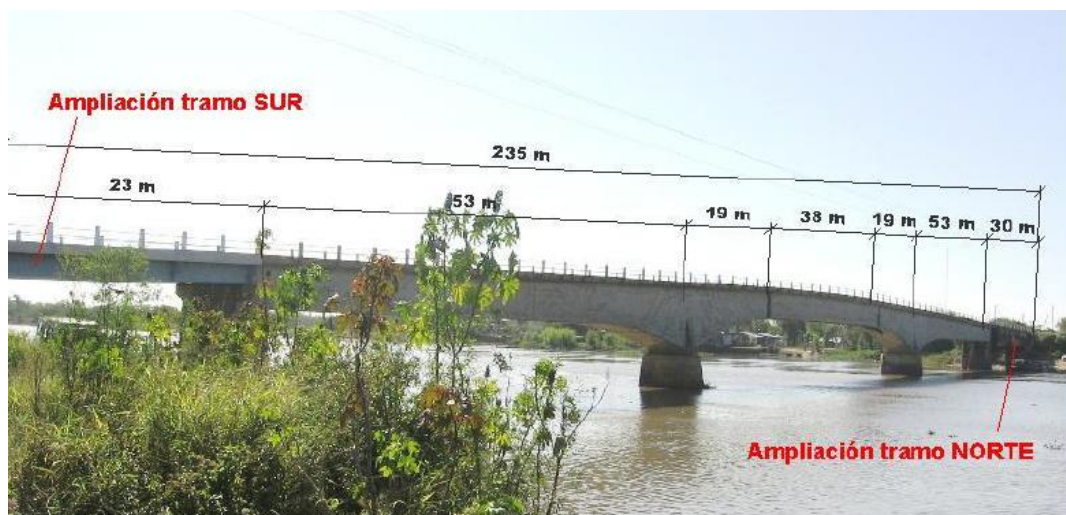


Figura 3. 5 Puente sobre el río Leyes, en la actualidad.

FUENTE: Informe Puente Carretero sobre el Arroyo Leyes (Yoris, Belbey, & Cabaña, 2015)

En cuanto a su estado actual de conservación, lo último que se conoce acerca de él es que se realizó una inspección visual y una serie de ensayos no destructivos que consistían en la determinación del avance del frente de carbonatación y del índice esclerométrico.

De estos ensayos se ha obtenido que la estructura no presenta signos visibles de corrosión, aunque sí fisuras en las juntas del tablero. Siendo el principal problema del puente la erosión de las márgenes y el lecho del arroyo Leyes que afecta a la estabilidad de la estructura.

Finalmente, cabe destacar que debido a que el puente fue inaugurado en 1942 este se encuentra en el final de su vida útil, que junto con las deficiencias que presenta el diseño llevan a querer proyectar un puente nuevo aguas arriba del existente. (Yoris, Belbey, & Cabaña, 2015)

3. Puente Calle - Calle I, sobre el río Calle – Calle en Valdivia (Chile)

Este puente materializa el primer acceso terrestre desde el norte en la ciudad de Valdivia, uniendo al sector de las Ánimas con la ciudad. Fue diseñado en 1938 por el ingeniero Federico Wiese Isense y terminado en 1944.

Se trata de un puente de hormigón armado con 223 metros de longitud, de los cuales 165 metros salvan el río Calle – Calle. Estos quedan divididos a su vez en 3 vanos con un tablero tipo cajón de canto variable y con dos rótulas que lo convierten en una viga Gerber. Presenta unas luces de vano de 50 + 64,8 + 50 metros.



Figura 3. 6 Puente Calle - Calle, en la actualidad.
FUENTE: Web Disfruta Valdivia (disfrutavaldivia.info)

El puente fue reparado con aportes de Estado Unidos después del terremoto de 1960. Además, debido al elevado tráfico que pasaba por él, en 1995 se decidió construir otro puente paralelo, similar a este. De esta forma surgió el puente Calle – Calle II.

El nuevo puente es mixto con una losa de hormigón armado con vigas de acero. Este también presenta las rótulas, en el tramo central, de una viga Gerber.



Figura 3. 7 Puente Calle - Calle I y II, en la actualidad.
FUENTE: Web Disfruta Valdivia (disfrutavaldivia.info)

De modo que actualmente existen ambos puentes, el Calle – Calle I, utilizado para llegar a las Ánimas desde Valdivia, y el Calle – Calle II que se emplea para ir hasta Valdivia desde las Ánimas. Es decir, en total quedan 4 pista vehiculares, dos para cada sentido, además de tener veredas peatonales para ambos sentidos en los extremos de cada puente.

La última actuación de mantenimiento que se conoce sobre este puente se realizó a finales de 2011. Se llevó a cabo un recapado en el pavimento, es decir se añadieron capas al pavimento antiguo, lo que generó una serie de problemas.

No obstante, sigue existiendo congestión vehicular en dichos puentes debido al aumento de vehículos en la ciudad de Valdivia, de ahí que se siga barajando la opción de construir otro puente paralelo al puente de estudio, Pedro de Valdivia.

En cuanto al estado de conservación del puente Calle – Calle I existe una gran ausencia en relación con la inspección y al mantenimiento, que se puede evidenciar en el aspecto del puente ya que presenta grietas, fisuras y desprendimientos del recubrimiento de hormigón. Aunque esto no quita que, como ya se ha mencionado en los párrafos anteriores, siga en servicio.

En cuanto a Europa, esta tipología de puente se empieza a emplear sobre todo tras la Segunda Guerra Mundial, donde había que reconstruir muchos de los puentes que habían sido destruidos. Algunos de estos puentes son los siguientes:

4. Puente sobre el río Allier en Veudre (Francia)

El nuevo puente sobre el río Allier en Veudre es una reconstrucción de uno de los tres puentes arcos de Freyssinet que destruyeron los alemanes durante la Segunda Guerra Mundial. Se trata del primer puente cantilever en Europa. (Moulins, 2012)

Fue reconstruido en 1948, como puente viga con sección cajón de canto variable, formado por tres vanos de $62 + 72,5 + 62$ metros de luz, con dos articulaciones en el vano central.



Figura 3. 8 Nuevo Puente de Veudre sobre el río Allier, en la actualidad.
FUENTE: Web Structurae (structurae.info)

Se conoce, a través de La Montagne, uno de los principales medios de comunicación, que por parte del consejo departamental del Allier, en octubre de 2017 se llevó a cabo la reparación de los accesos de la carretera del puente, incluyendo el asfalto y las cuatro juntas de expansión transversal de las rótulas que crean la viga cantilever. (Montagne, 2017)

Se han visto imágenes, del año 2011, del puente en las que se pueden apreciar marcas a lo largo de todo el pavimento provocadas por el tránsito de los vehículos. Esto genera un leve deterioro del pavimento.

Actualmente, el puente se encuentra en servicio como puente carretero a través del cual circula la carretera 978A.

5. Puente sobre el canal de Donzère – Mondragon (Francia)

Puente sobre el canal de Donzère – Mondragon diseñado por el ingeniero A. Caquot, uno de los grandes ingenieros franceses de la primera mitad del siglo XX. Fue terminado en 1950.

Se trata de un puente constituido por tres vanos de $79,5 + 100 + 79,5$ metros de luz. Este únicamente presenta una articulación en el vano central, solución que se utilizó con mucha frecuencia en los primeros puentes viga de hormigón armado.

En cuanto a su procedimiento constructivo, el vano central se ejecutó mediante voladizos sucesivos.



Figura 3. 9 Puente sobre el canal de Donzère – Mondragon, en la Actualidad.
FUENTE: Web Structurae (structurae.info)

Actualmente, el puente sigue ofreciendo su servicio como puente carretero, circulando sobre él la D204.

En cuanto a su estado de conservación se han podido ver imágenes del puente en las que se aprecia un pavimento muy deteriorado, que presenta fisuras por toda su superficie. No se sabe a ciencia cierta si hoy día se encuentre igual, puesto que no se conoce ninguna actuación de mantenimiento. Aunque esto no quiere decir que no se hallan llevado a cabo reparaciones o actuaciones de mantenimiento sobre él.

6. Puente Jacques Boulloche sobre el río Sena en Bezons (Francia)

El puente Jacques Boulloche sobre el río Sena en Bezons (Francia), fue terminado en 1951. Se trata de un puente articulado en su tramo central, compuesto por tres tramos de 55 + 95 + 55 metros de luz. Su plataforma se compone de cuatro vigas con sección cajón y canto variable.

Las vigas fueron construidas una después de la otra en encofrados suspendidos de una viga de metal apoyada sobre un estribo y la pila adyacente. Además, cada viga de sección cajón está hormigonada por dovelas ejecutadas simétricamente a cada lado de una pila.



Figura 3. 10 Puente Jacques Boulloche sobre el río Sena, en la actualidad.
FUENTE: Web Structurae (structurae.info)

En relación con su estado de conservación no se ha encontrado información acerca de cómo se conserva el puente. Aunque sí se sabe que en la actualidad sigue ofreciendo servicio como puente carretero.

7. Puente sobre el río Saône en Fontaines (Francia)

Puente sobre el río Saône en Fontaines, tipo cantilever de canto variable con tres vanos de 55 + 95 + 55 metros de luz. Se trata de una construcción de 1953, ejecutado como predecesor de un puente anterior que quedó fuera de servicio.

Este permite que vehículos y peatones puedan desplazarse desde Fontaines-sur-Saone a la ciudad de Collonges-au-Mont- d'Or.



Figura 3. 11 Puente sobre el río Saône en Fontaines, en la Actualidad.
FUENTE: Web Fontaines Sur - Saône

Se conoce, a través de la página web de noticias de “Fontaines Sur – Saône” que la próxima inspección detallada a la que será sometido el puente tuvo lugar el lunes 30 de septiembre. De la que no se ha podido obtener información. (FONTAINES SUR - SAÔNE, 2018)

En cuanto a su estado de conservación, se han observado imágenes recientes del puente en las que presenta un pavimento deteriorado, con fisuras longitudinales situadas aproximadamente a $\frac{L}{3}$ de ambas zonas de acceso al puente. Además, existen zonas en las que el pavimento presenta piel de cocodrilo. No obstante, esto no impide que los vehículos circulen por el puente sin problema. Lo que quiere decir que actualmente el puente sigue ofreciendo servicio a la población.

3.2 Puente Pedro de Valdivia

El Puente Pedro de Valdivia se ubica sobre el río Valdivia (Calle - calle), uniendo el centro de la ciudad de Valdivia con el área residencial de Isla Teja. Este fue diseñado por el ingeniero Federico Wiese Isense, construido entre los años 1946 y 1953, abierto al tráfico en 1954 y reparado tras el sismo de Valdivia en 1962.

Tiene una longitud total de 239 metros, unos 7 metros de calzada, dos pasos peatonales de 1,8 metros y un galibo de navegación de unos 20 metros.



Figura 3. 12 Puente Pedro de Valdivia, desde la Costanera.

Se trata de un puente de hormigón armado que consta de 5 vanos. Por un lado, presenta un tramo central formado por 3 vanos, distribuidos aproximadamente en luces de 69 metros el central y 50 metros los laterales, y, por otro lado, tiene 2 vanos laterales de acceso de aproximadamente 35 metros cada uno.

El tramo central es un tablero tipo cajón de hormigón armado multicelular de canto variable. En el vano central de dicho tramo se han dispuesto dos rótulas, a una distancia de 19,15 metros de las pilas, que lo convierten en una viga tipo Gerber. El cajón consta de 2 células, excepto en las dos dovelas de cada lado más próximas a las pilas centrales, donde se ha dispuesto una losa intermedia que divide las dos células horizontalmente en cuatro. La altura del cajón varía entre los 1.93 metros y los 7.98 metros. Su rigidización se ha realizado mediante diafragmas transversales de hormigón armado dividiendo la viga en dovelas, variando la longitud de estas entre los 4.5 metros y los 5 metros.



Figura 3. 13 Puente Pedro de Valdivia, desde la Costanera.

Los vanos laterales de acceso constan de 4 vigas de tipología mixta acero-hormigón, construidas durante la reparación que sufrió el puente tras el sismo de 1960, puesto que uno de los vanos laterales quedó seriamente dañado durante el sismo. Se trata de vigas mixtas con una losa de hormigón armado que se apoya sobre cuatro vigas I de acero. Estas vigas se encuentran arriostradas entre sí con diagonales de acero, y tienen un canto de 1.9 metros. Sus almas se encuentran rigidizadas, tanto vertical como longitudinalmente.

En cuanto a las pilas del puente existen de dos tipos, todas ellas con una cimentación tipo cajón de hormigón armado.

Las pilas 1 y 4, reconstruidas tras el terremoto de 1960, son de tipo cajón que envuelven las columnas existentes del puente original. Dicho cajón se apoya sobre la cimentación original del puente, realizando la conexión aprovechando la armadura de las columnas originales. Mientras que las pilas 2 y 3 originales del puente, son de tipo muro, una sección maciza de hormigón armado. Ésta es semicircular en los lados, con un aligeramiento de canto variable.



Figura 3. 14 Puente Pedro de Valdivia, desde Isla Teja

Teniendo en cuenta la descripción del puente de estudio y lo expuesto acerca de los puentes anteriores, principalmente los puentes ubicados en Brasil, Argentina y Chile, podemos sacar los siguientes vínculos.

La semejanza con respecto al puente sobre el río Peixe, ubicado en el Estado de Santa Catarina (Brasil), y construido en 1931, podría ser la longitud de sus vanos, sobre todo el tramo central que es muy similar y qué además fue récord de luz en los puentes de hormigón armado. Quizás esto debió destacar entre los ingenieros de aquella época, lo que llevaría al ingeniero Federico Wiese a tomar nota de aquel acontecimiento para después ponerlo en prácticas en la construcción de sus futuros puentes.

Otra similitud, con respecto a este puente, podría ser el método constructivo, aunque el puente Pedro de Valdivia no fue construido totalmente con avance en voladizo puesto que empleó apoyos adicionales como ayuda en su construcción.

La relación más directa que hemos encontrado entre estos puentes para que, efectivamente, pueda ser posible que Federico Wiese tomase en cierto modo algunas consideraciones de este puente para los suyos, es que el ingeniero que proyectó el puente sobre el río Peixe también es de origen alemán al igual que Federico Wiese.

En relación con el puente sobre el río Leyes en Santa Fe (Argentina), construido en 1941, al tratarse del primer puente de sección hueca (cajón) en Sudamérica puede que Federico Wiese haya tomado como referencia la sección tipo cajón de este puente para sus futuros puentes. Además, coinciden en la utilización de las rotulas en el vano central del puente, creando un tramo suspendido, es decir una viga Gerber.

En este caso la relación vuelve a ser el origen del ingeniero Federico Wiese, puesto que la empresa GEOPE, encargada de construir el puente sobre el río Leyes, era de origen alemán.

Los futuros puentes de Federico Wiese, que se han mencionado en párrafos anteriores, son el Calle – Calle, construido el 1944, y el puente de estudio, Pedro de Valdivia. Ambos situados en la ciudad de Valdivia y con unas características muy similares, tanto en longitudes de vano, como en sección tipo y en el empleo de rótulas en el vano central del puente para generar la viga tipo Gerber. Características que bajo las especulaciones que se han expuesto en este apartado podrían provenir de los puentes mencionados.

4. Evaluación del Estado de Conservación

4.1 Metodología

Para realizar la Evaluación del Puente de Pedro de Valdivia se ha llevado a cabo tanto una inspección visual, para detectar los defectos y/o daños que presenta el puente, como una serie de ensayos no destructivos consiguiendo de esta forma un levantamiento geométrico de la estructura, además de conocer las propiedades del material.

En cuanto a las inspecciones existen de varios tipos. Tenemos las inspecciones ordinarias, que se realizan cada año para conocer el estado del puente, las inspecciones que se llevan a cabo tras ocurrir algún accidente de factor humano o ambiental que pueda afectar a la funcionalidad del puente, y las inspecciones extraordinarias, que es la que se ha llevado a cabo en el caso del Puente de Pedro de Valdivia. Puesto que en Chile únicamente se llevan a cabo inspecciones de este tipo.

Los Ensayos No- Destructivos (END), son métodos físicos indirectos, que no dañan ni alteran de forma permanente las propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales del material, parte o componente sujeto a inspección. Estos se conocen también como Pruebas No Destructivas. La elección de uno u otro depende del tipo de material a estudiar y de las características geométricas de la estructura que se deseen conocerse.

De modo que para conocer el Estado de Conservación del Puente de Pedro de Valdivia se ha llevado a cabo una evaluación de este, en la que se han realizado los siguientes ensayos o inspecciones:

- Inspección Visual
- Esclerómetro
- Pacómetro
- Carbonatación
- Durómetro
- Levantamiento Geométrico
- Prospección Acuática

Otros ensayos que son útiles para evaluar el estado de conservación de un puente con las características del puente de Pedro de Valdivia, pero que no se han llevado a cabo en la evaluación de este son:

- Eco – Impacto
- Sísmico Paralelo

A continuación, se presenta una breve descripción de cada uno de ellos.

1. Inspección Visual

En general, la inspección de puentes evalúa el estado de conservación bajo los criterios de Resistencia, Seguridad Vial y Durabilidad.

Ésta tiene por objeto la detección temprana y evaluación de defectos y daños para habilitar a la Dirección de Vialidad a tomar medidas respectivas para evitar el progreso de daño o el perjuicio de la seguridad de tráfico.

Para ello no se emplearán medios auxiliares especiales, pero sí personal con experiencia y conocimiento de construcción, materiales e ingeniería estructural, además se usarán todas las facilidades de acceso existentes.

Durante la Inspección Visual se deben documentar: cambios extraordinarios en el puente; defectos/daños graves o ausencia de señalización y sistemas de protección; defectos/daños graves y suciedad en drenaje y juntas de dilatación; defecto/daños graves en pavimentos; daños graves por accidentes, desprendimientos de hormigón, grietas evidentes, deformaciones y desplazamientos del puente; defectos/daños en las rampas; socavación en la infraestructura.

Debe tenerse en cuenta que, a nivel conceptual, la evaluación del grado de daño considera el plazo máximo recomendable para la atención especial del daño y/o del defecto. Según el Instructivo de inspección visual de puentes por el que se rige la región de los ríos, se pueden distinguir 5 grados diferentes.

TABLA 1. DEFINICIÓN DEL GRADO DE DAÑO

| Grado de Daño | Plazo máximo recomendable de atención especial | |
|---------------|--|--|
| 7,0 | Sin necesidad | No requiere atención especial |
| 6,0 | Largo plazo | Requiere atención especial en el plazo de 1 año |
| 5,0 | Mediano plazo | Requiere atención especial dentro del plazo de algunos meses |
| 4,0 | Corto plazo | Requiere atención especial dentro del plazo de algunas semanas |
| 3,0 | Inmediatamente | Requiere que se tomen medidas inmediatas |

FUENTE: Instructivo de Inspección de Puentes. Dirección de Vialidad Región de los Ríos. (Schanack, 2013)

Como bien se ha mencionado antes, los daños y defectos de un puente pueden afectar a tres propiedades fundamentalmente de este: Resistencia (R), Seguridad Vial (V) y Durabilidad (D). De modo que para determinar el grado de daño hace falta evaluar el plazo recomendable para su atención para cada uno de estos tres aspectos. Normalmente, para ello se usan notas enteras de 3 a 7 para calificar el grado de daño, de menor a mayor daño.

Para cumplir con las exigencias de la Resistencia (R) del puente o de sus elementos se requiere que estos resistan sin daños las solicitaciones de uso máximas proyectadas o señalizadas.

La Seguridad vial (V) se refiere a la capacidad que posee la estructura de cumplir los estándares de seguridad y confort para los usuarios, definidos en las normativas y leyes vigentes. Esto abarca las condiciones de seguridad, transitividad, alumbrado, deformaciones, vibraciones y señalización.

La Durabilidad (D) caracteriza la resistencia de la estructura o de sus elementos contra los agentes externos, proporcionando un tiempo de servicio más largo, manteniendo al mismo tiempo la resistencia y la seguridad vial en el uso rutinario y regular, así como los procedimientos de mantenimiento.

Algunas de las ventajas que presenta esta técnica son su bajo coste, que es rápido y que no requiere equipo sofisticado. Mientras que algunas de las limitaciones que presenta son las obstrucciones visuales, que pueden deberse a la iluminación, acceso u obstáculos y el “factor humano” que puede dar lugar a una interpretación errónea.

2. Esclerómetro

El esclerómetro de rebote se trata de un ensayo no destructivo que permite determinar el índice esclerométrico.

En este ensayo se emplean instrumentos usados para medir las propiedades elásticas o la resistencia del hormigón o roca. Como resultado se obtiene un valor de índice de rebote de una zona. (Proceq, 2017 (I))

Está basado en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie sobre la que golpea la masa. Es decir, en la prueba del martillo de rebote, una masa impulsada por un resorte tiene una cantidad fija de energía que se le imprime al extender el resorte hasta una posición determinada. Esto se logra presionando el émbolo contra la superficie del hormigón que se quiere comprobar.

Los índices esclerométricos obtenidos tras realizar la prueba han de ser reducidos por el factor de tiempo, para tener en cuenta el efecto de la carbonatación del hormigón sobre su dureza superficial, y posteriormente convertirlos en una resistencia a compresión según el diagrama de conversión correspondiente al esclerómetro utilizado.

Para determinar el factor de tiempo, en primer lugar, se debe determinar el índice esclerométrico sobre la superficie limpia, sin pulir. A continuación, se retira la capa de hormigón carbonatado mediante un disco de corte de diamante, se pule la superficie y se verifica el estado no carbonatado mediante la prueba de fenolftaleína. Para nuevamente, sobre esta superficie determinar el índice esclerométrico, de modo que el factor de tiempo es la relación entre este índice y el primero.

Este ensayo debe realizarse sobre superficies sanas, lisas, limpias y sin recubrimiento, con un espesor mayor a 10 cm y un diámetro no menor a 15 cm. Además, para su realización se debe sujetar el esclerómetro firmemente de modo que el émbolo golpee perpendicularmente a la superficie de ensayo y aumentar gradualmente la presión contra la superficie de ensayo hasta que el martillo dispare. Después de cada impacto se debe mantener presionado el instrumento. Se deben tomar 10 lecturas por cada área de ensayo.

Se puede aplicar en hormigón fresco, hormigón de baja resistencia, hormigón normal, hormigón de alta resistencia y en hormigón de ultra alto. Para los casos especiales se deben utilizar curvas personalizadas definidas (Proceq, 2017 (I))

Este aparato presenta una precisión de $\pm 15\%$ en el valor de la resistencia, indicado en la curva facilitada por el fabricante. Ofrece buenos resultados en hormigones jóvenes, con menos de 28 días. Los resultados se ven alterados si el hormigón ha sufrido carbonatación. (Fernández, 2014)

3. Pacómetro

Este proceso de auscultación o detección de armaduras en hormigón armado es realizado por un escáner de alta tecnología comúnmente llamado "Pacómetro". Se aplica en las zonas y elementos, donde la armadura no está expuesta y es desconocida tanto en su ubicación, separación, recubrimiento y diámetro.

Para evitar daños en la estructura esta prospección se lleva a cabo mediante auscultación no destructiva con un detector electromagnético que permite determinar la distribución de armadura, espesores de recubrimiento, espaciamiento y diámetros aproximados.

Para llevar a cabo el ensayo se debe realizar un barrido de forma horizontal y vertical con la finalidad de identificar las armaduras en distintas direcciones y profundidades.

La sonda de búsqueda recibe un pulso de corriente que hace que se magnetice el elemento metálico presente sin corrientes parásitas. Agotado el pulso, las corrientes de Foucault empiezan a disolver la creación del campo magnético de intensidad reducida como “eco” del pulso inicial. (Porto, Valer, & Romano, 2013) El instrumento mide la amplitud de la corriente inducida, que depende de la orientación, profundidad y tamaño de la barra. El cabezal de búsqueda es direccional y la señal máxima se obtiene cuando la barra está alineada con el eje largo del cabezal de búsqueda. (Germann I. , 2015)

Este instrumento ofrece control en tiempo real del procedimiento de medición directamente en el emplazamiento (Proceq, 2017 (I)). La técnica de inducción de impulsos es estable, no se ve afectada por la humedad en el hormigón o agregados magnéticos, y es inmune a las variaciones de temperatura y a las interferencias eléctricas. (Germann I. , 2015) Es muy útil para verificar la ausencia de cualquier elemento que pertenece a la instalación. (Porto, Valer, & Romano, 2013)

La precisión del aparato será definida por el fabricante, suele estar entre ± 1 diámetro estándar de barra y de ± 3 mm para detectar el centro de la barra.

4. Carbonatación

Este ensayo se realiza con el objetivo de estudiar la durabilidad de las estructuras existentes de hormigón armado. Es decir, nos permite estimar la profundidad de carbonatación para conocer la vida útil residual del elemento. Se hace en los mismos puntos de medida donde se han llevado a cabo los ensayos para la determinación del índice esclerométrico.

Se trata de un ensayo químico, que requiere de materiales especiales y de personal capacitado para su ejecución. Se basa en cambios de color producidos en la superficie del hormigón por un agente reactivo. (Dámazo, 2006)

Se emplea generalmente la sustancia fenolftaleína al 1% en alcohol 70% sobre el hormigón a ensayar, el cual debe estar expuesto, en caso de no estarlo se realiza una perforación. Se deben observar los cambios que se producen. Si el hormigón se colorea violeta indica PH aceptable, pero si no varía de color indica carbonatación y su PH será menos a 9,2.

De modo que este ensayo se realiza in situ, poniendo al descubierto un área adecuada de hormigón quebrantado recientemente con la ayuda del esmeril, combo y punzón. A dichas áreas se le quita todo rastro de polvo y partículas sueltas sin uso de agua o abrasivos. Para luego, rociar al hormigón con suficiente fenolftaleína para mojar la superficie sin que escurra por la superficie, midiendo la profundidad de carbonatación 30 segundos después de haber rociado la superficie.

Este método es el más utilizado para determinar los agentes agresivos para la armadura puesto que es el que más información aporta y el de menor coste.

5. Durómetro

Este ensayo se realiza para determinar la dureza de los materiales utilizando equipos portátiles denominados durómetros que se basan en los métodos Leeb, Rockwell, Vickers, Brinell, UCI, entre otros, dependiendo de las distintas aleaciones o materiales. Permitiendo de esta forma la inspección de casi cualquier elemento, de piezas pulidas y superficies tratadas térmicamente.

Las mediciones de dureza se realizan usando el método de ensayos de rebote dinámico según Leeb o Shore, el ensayo de dureza estática portable Rockwell o Brinell y el método de impedancia de contacto ultrasonido (UCI). El resultado obtenido con este ensayo depende de otras propiedades como la elasticidad, la plasticidad y la cohesión.

Este método, además, puede emplearse también para analizar la homogeneidad del material, buscar fallos en soldaduras y ensambles, obtener las resistencias al desgaste y evaluar aproximadamente la resistencia a tracción.

Los durómetros están diseñados para la ejecución de ensayos de dureza portátiles en el laboratorio o en el emplazamiento. Tienen una precisión de $\pm 0,5 \%$.

6. Eco – Impacto

Se trata de un método empleado para identificar y caracterizar los defectos en estructuras de hormigón. Permite medir el espesor del pavimento, el recubrimiento del asfalto, losas y muros. Además de localizar la profundidad de vacíos, grietas, aberturas superficiales y nidos.

Este está basado en el seguimiento periódico de la llegada de ondas de tensión reflejadas y permite obtener información sobre la profundidad de la interfaz de reflexión interna. (Germann I. , 2014)

Para llevar a cabo esto se emplea un transductor generador de impulsos que genera ondas de tensión, mediante el impacto de un objeto, normalmente una bola de acero. (Boyd, 2005) Se realiza una cuadrícula sobre la superficie y se ejecuta el movimiento del transductor que tiene acceso de un solo lado de la estructura. Este capta la señal de la onda P reflexionándola, registrándola como un patrón periódico de desplazamiento superficial que está relacionado con el espesor del elemento y la velocidad de la onda. (Germann I. , 2014)

Es por eso por lo que en el caso del puente de Pedro de Valdivia será útil principalmente para medir el espesor de las paredes del puente y con ello conseguir datos suficientes para realizar el levantamiento geométrico del mismo.

Mediante el uso de los métodos ultrasónicos convencionales requiere el acceso a ambas caras de la estructura y no es posible determinar la profundidad a la cual se encuentra cada elemento localizado, mientras que con este método esas limitaciones son eliminadas. Es por esto que es uno de los métodos más utilizados.

7. Levantamiento Geométrico

Se realiza con el fin de obtener información tanto de la geometría general como de la geometría de detalles de una estructura, para posteriormente realizar esquema o dibujo computarizado de esta.

Para ello se deben realizar medidas en terreno por medio de huinchas, puntero laser o pie de metro para la geometría de detalle con precisión milimétrica.

Este es uno de los primeros pasos que deben llevarse a cabo para realizar cualquier inspección, ya que se necesitan los datos geométricos de la estructura para definir y planificar los lugares en donde se utilizarán los otros métodos. Tiene una precisión de $\pm 1\text{mm}$.

8. Prospección subacuática

La prospección subacuática normalmente tiene como objetivo evaluar la socavación que existe en la parte de apoyo de los soportes del puente, inspeccionar las estructuras sumergidas y el lecho que los rodea y realizar un levantamiento geométrico de las estructuras sumergidas.

9. Sísmico Paralelo

Este ensayo está desarrollado para atender a situaciones en la que existen dudas sobre la integridad y la longitud de los pilotes y pantallas cuando la estructura está ya completamente terminada, como es el caso del Puente de Pedro de Valdivia.

Este requiere la instalación de un tubo de plástico de acceso en paralelo al pilote y lo más cerca posible de este. La profundidad del tubo debe ser mayor que la profundidad estimada del pilote, unos 8 – 10 metros por debajo. Una vez instalado el tubo y llenado de agua se baja el hidrófono en etapas por dentro de este, luego se golpea la superestructura con un martillo y el pulso al llegar al hidrófono es registrado en el ordenador que está conectado al equipo.

Una vez que todos los pulsos son recogidos, se representa gráficamente frente a las respectivas profundidades y muestran un quiebre en la pendiente a la profundidad donde se encuentra la punta del pilote. (Piletest, 2013) Este quiebre refleja un cambio de material.

Este método presenta un porcentaje de error menos del 0,1 %.

4.2 Evaluación del Estado de Conservación del Puente Pedro de Valdivia

Teniendo en cuenta lo explicado en el apartado anterior, a continuación, se exponen los resultados obtenidos en el informe, emitido a solicitud de la empresa APIA XXI, S.A.

De **los índices esclerométricos** obtenidos se puede apreciar que el hormigón de los elementos del puente se encuentra en buen estado de conservación y que presenta resistencias a la compresión relativamente uniformes.

Los puntos dónde se realizaron los ensayos se exponen en la siguiente imagen:

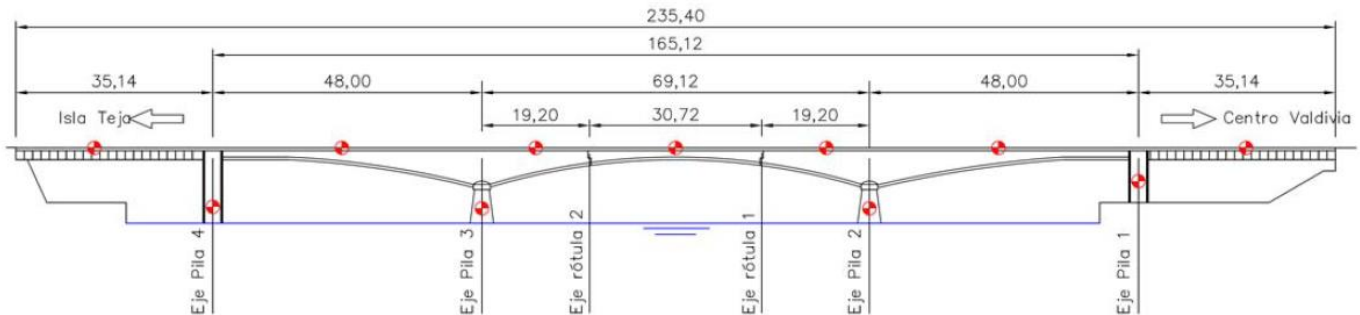


Figura 4. 1 Ubicación de los puntos donde se ha realizado el ensayo del índice esclerométrico.

Fuente: APIA XXI, S.A

De modo que los resultados obtenidos en este ensayo son:

- En las Pilas 1 y 4 el hormigón presenta una resistencia comparable a un H20.
- En las Pilas 2 y 3 existe un hormigón comparable a un H15.
- En las losas de los vanos 1 y 5 el hormigón es similar a un H20.
- En el tablero tipo cajón la resistencia a la compresión determinada varía desde 15,9 MPa hasta los 30,2 MPa. Sin embargo, de un análisis estadístico se puede concluir que la resistencia del hormigón en el tablero tipo cajón es comparable a las de un H20.

En cuanto a **la auscultación de la armadura** se han identificado dos tipos de armadura, con las siguientes características:

- Barras redondas lisas en las cimentaciones de las pilas, en las pilas 2 y 3 y en el tablero tipo cajón que abarca los vanos 2,3 y 4. Éstas tiene un límite de fluencia de $f_y=310$ MPa y una resistencia a tracción de $f_u=424$ MPa.
- Barras con resaltes en los estribos, en su cimentación, en las pilas 2 y 4, de los vanos de acceso 1 y 5, en el pavimento reforzado de los vanos 1 y 5 y en las losas de acceso. Éstas son de acero A 37-24 H, según la norma INDITECNOR 31-113 y tiene $f_y \geq 240$ MPa y $f_u \geq 370$ Mpa.

En relación con **la profundidad de carbonatación** se han encontrado valores bastante variados en los distintos elementos, desde un máximo de 35,5 mm en un punto situado en la parte superior de la losa hasta la ausencia de carbonatación en la losa inferior del tablero.

La velocidad de carbonatación es aproximadamente la raíz cuadrada del tiempo. De modo, que, conocida la edad del hormigón para cada punto de medición, se puede proyectar el tiempo restante hasta que la carbonatación llegue a consumir el recubrimiento de la armadura (25 mm).

En la evaluación e inspección visual del puente se ha concluido que, en el tablero tipo cajón, en algunos puntos la carbonatación ha llegado hasta la armadura y que, en unos 20 años, aproximadamente, gran parte del tablero tendrá una profundidad de carbonatación que alcanza

la armadura. Por el contrario, en el resto de los elementos del puente aún existe una notable resistencia a los efectos de la carbonatación.

De acuerdo con las mediciones realizadas de **la dureza Brinell**, en los tramos de acceso al puente en los que las vigas son mixtas, se han obtenido resistencias a tracción mínimas del acero estructural entre los 305 Mpas en el alma y los 350-370 Mpa en las alas. El atiesador ofrece una resistencia de 335 Mpa.

Este tramo del puente fue construido en 1965, tras el terremoto, por lo que el acero estructural empleado se rige según la norma INDITECNOR 31-117 – Acero Laminado en planchas gruesas. De modo que, según esta norma, la clasificación del acero estructural empleado es la siguiente:

- El acero de las alas y el atiesador es un A 34-19 S. Con un límite de fluencia de $f_y \geq 190$ MPa y una resistencia a tracción $f_u \geq 340$ MPa.
- El acero del alma es un AC, un acero comercial. En este caso, la norma no especifica límite de fluencia, aunque sí resistencia a tracción mínima, siendo esta $f_u \geq 300$ MPa.

La evaluación de los daños observados en **la Inspección Visual** se realizó según el plazo recomendable para una atención del daño. Algunos de estos daños requieren una atención a corto plazo lo que justifica un Grado de Daño Global 4. Aunque la apreciación general del puente concluye que este está libre de graves daños y/o defectos y que se presenta en un buen estado de conservación, a pesar de que es evidente la falta de obras de mantenimiento regulares.

En cuanto a los daños detectados existen daños que requieren atención especial a corto plazo, que en su mayoría son para asegurar la seguridad vial y el confort de los usuarios del puente o la funcionalidad de este, y que requieren atención especial a medio o largo plazo, que apuntan a la durabilidad del puente.

Algunos de los daños que se han detectado en la inspección visual, que pueden influir en la evaluación de la capacidad de carga del puente, son:

- *El cajón de HA contiene una matriz de agua potable, con filtraciones, y no tiene suficientes agujeros para drenar el agua en caso de rotura de la matriz.* En cada dovela del tablero tipo cajón deberían existir agujeros de ventilación/drenaje en la losa inferior, de un tamaño de unos 20cm x 20cm. Sin embargo, en la mayoría de las dovelas estos agujeros se encuentran tapados o cerrados con hormigón. En el caso de una importante filtración del tubo de agua, este se acumularía en el puente, aumentando considerablemente la carga permanente.



Figura 4. 2 Daño detectado en el cajón de HA.

Fuente: APIA XXI, S.A.

- *Algunas armaduras en los diafragmas de la rótula Gerber están fuertemente corroídas.* Las juntas de dilatación existentes en las rótulas Gerber han tenido filtraciones de agua de lluvia durante la mayor parte de la vida útil del puente. Actualmente están selladas, pero la evidencia de la enorme cantidad de suciedad y agua que se filtró por ellas aún está presente. En esta zona se encuentra la armadura a la vista, fuertemente corroída, con pérdidas de la sección transversal mayores del 30%. Las paredes de hormigón de la rótula en sí no han podido ser inspeccionadas por la gran acumulación de tierra y la falta de accesibilidad. Es muy probable que también en estas caras se encuentren armaduras corroídas. Es preciso revisar la necesidad de refuerzo del puente en esta zona.



Figura 4. 3 Daño detectado en la rótula Gerber.

Fuente: APIA XXI, S.A.

- *Las barras antisísmicas y las placas de apoyo del Estribo 2 están fuertemente corroídas.* Las barras antisísmicas tienen una pérdida de la sección transversal mayor del 30%, justo en su empotramiento en la mesa de apoyo del estribo 2. Se quiere un refuerzo de las barras para que puedan recobrar su resistencia inicial. Igualmente, las placas de los aparatos de apoyo están muy fuertemente corroídas y requieren ser reemplazados.



Figura 4. 4 Daño en las barras antisísmicas del Estribo 2.

Fuente: APIA XXI, S.A.



Figura 4. 5 Daño en las placas de apoyo del Estribo 2.

Fuente: APIA XXI, S.A.

- *Fisuras en las almas del tablero tipo cajón de hasta 1,2 mm de ancho.* En prácticamente la mitad de las dovelas del tablero tipo cajón se han encontrado fisuras o verticales o inclinada en 45° con anchos hasta los 14 mm. Si bien estas fisuras tienen un aspecto de ser antiguas, procedentes de la época inmediatamente después de la construcción del puente, es necesario asegurar que no se deben a una sobreexigencia de la resistencia. Este análisis se puede llevar a cabo con la instalación de marcas de yeso en las fisuras con el subsiguiente monitoreo de estas.

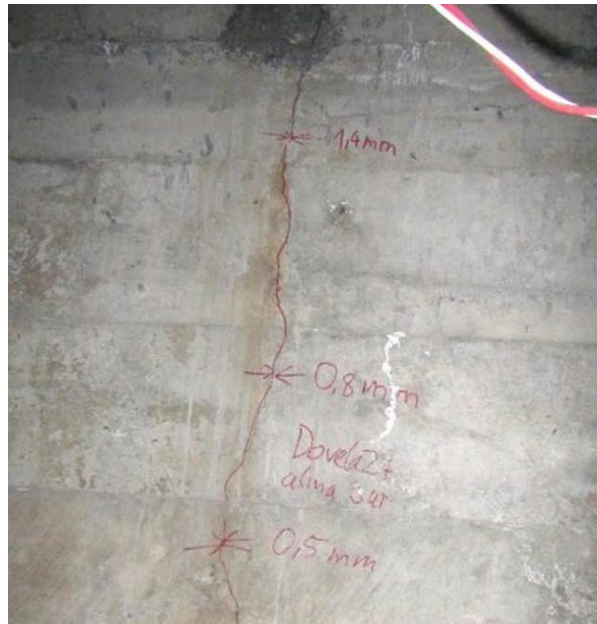


Figura 4. 6 Fisuras detectadas en las almas del tablero tipo cajón.
Fuente: APIA XXI, S.A.

- *Espaciamiento de dilatación insuficiente, Pila 1, Junta 2.* En la Pila 1 (Costanera) se encuentra la junta de dilatación en el vano de acceso (mixto) y el tablero tipo cajón. La losa superior del vano mixto está dañada por la falta de un espacio de dilatación entre ambos tableros. Es preciso analizar, si la falta de espacio de dilatación tiene otros efectos negativos sobre la capacidad de carga del puente.



Figura 4. 7 Espaciamiento de dilatación insuficiente, Pila 1, Junta 2
Fuente: APIA XXI, S.A.

- *Armadura principal expuesta.* En el interior del tablero tipo cajón la armadura principal se encuentra expuesta en aproximadamente un 5% de la superficie de las almas y de la losa superior. Esto se debe a errores durante la colocación del hormigón en la fecha de construcción del puente. Hasta el momento, esta armadura solamente está oxidada, sin pérdidas de sección transversal. Para evitar que la oxidación proceda a corrosión se requiere una reparación superficial del hormigón.



Figura 4. 8 Armadura principal del tablero tipo cajón.
Fuente: APIA XXI, S.A.

- *Desprendimiento de hormigón por carbonatación.* En las caras exteriores del puente, aún en forma puntual, se encuentra desprendimiento del hormigón en las zonas donde el recubrimiento es inferior al proyectado (estribos de armadura en las almas). Dado que el Río Valdivia es navegable, se requiere que todo material suelto sea removido para evitar que se caiga sólo. Después, se requiere una reparación superficial del hormigón.

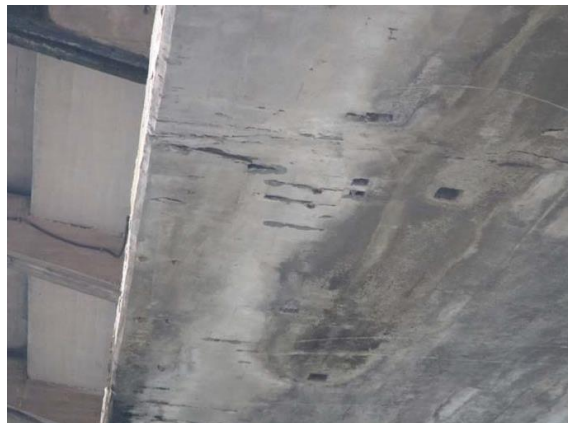


Figura 4. 9 Desprendimientos en el hormigón por carbonatación.
Fuente: APIA XXI, S.A.

- *Socavación Parcial del relleno del estribo.* Existe una falta de terraplén en los estribos.



Figura 4. 10 Relleno Estribo.
Fuente: APIA XXI, S.A

Como resultado de **la prospección subacuática** se ha observado que existe una moderada socavación local del lecho arenoso del río entorno a las pilas 2, 3 y 4. La profundidad máxima de socavación local es de unos 2,40 metros, lo que no presenta un peligro, puesto que supuestamente la mínima longitud de empotramiento de las pilas es de unos 12 metros.

Esta socavación supone un deterioro de la capacidad de carga sísmica. Puesto que en cierto modo disminuye la estabilidad de la cimentación con la socavación, sobre todo cuando ésta es mayor que el nivel inferior de la cimentación.

Todos los elementos del puente que se han detectado sumergidos se encuentran libres de graves daños y/o defectos. Se visualiza una lixiviación de toda la superficie y un recubrimiento parcial con algas y esponjas. En el fondo del río se encuentran escombros y troncos que causan una obstrucción parcial del cauce del río.

Durante las operaciones realizadas para obtener **el levantamiento geométrico** no se han detectado inclinaciones, deformaciones, desplomes o similares de los elementos del puente. En el apartado anterior se recomienda como método el eco - impacto para obtener información y poder llevar a cabo el levantamiento.

5. Evaluación de la Capacidad Resistente

5.1 Normativa

Durante la década de 1960, algunos incidentes provocados por fallos en los puentes hicieron que la clasificación de los puentes se hiciera pública. Además, desde que se establecieron los Estándares Nacionales de Inspección de Puentes (NBIS) en 1968, la Administración Federal de Carreteras (FHWA) y la Asociación Estadounidense de Fundaciones Estatales de Carreteras y Transportes (AASHTO) han estado trabajando en la actualización de los métodos y códigos para puentes. (H. Toutanji, 2012)

El último avance fue la publicación del nuevo código de evaluación de puentes “The Manual for Bridge Evaluation, MBE” (primera edición/2008). Este reemplaza el manual para la evaluación de la condición de los puentes (segunda edición/2000) y el manual de guía para la evaluación de las condiciones y la clasificación del factor de carga y resistencia (LRFR) de puentes de autopista (primera edición/2003). (H. Toutanji, 2012)

De modo que la capacidad de carga de un puente existente se evalúa según lo establecido en “The Manual for Bridge Evaluation” de AASHTO. Este Manual sirve como recurso para el desarrollo de políticas y procedimientos específicos para la inspección y evaluación de puentes que se encuentran en servicio. En él se incluye la guía, reconocida a nivel nacional, para la clasificación de carga de puentes de carreteras.

La clasificación de carga del puente proporciona una base para determinar la capacidad de carga segura de un puente. La clasificación de carga requiere un juicio de ingeniería para determinar un valor de calificación que sea aplicable para mantener el uso seguro del puente y llegar a las decisiones de publicación y permiso. Esta se basa en las condiciones estructurales existentes, las propiedades del material, las cargas y las condiciones de tráfico en el sitio del puente. (AASHTO, 2011)

Los resultados obtenidos en la clasificación se utilizan para evaluar la capacidad en vivo de los puentes que están aún en servicio, así como para el mantenimiento futuro del puente. (H. Toutanji, 2012)

5.1.1. Aspectos Generales

A continuación, se presentan algunas definiciones básicas que deben tenerse en cuenta a la hora de llevar a cabo un análisis de capacidad de un puente existente. Dicha información se ha obtenido del manual de evaluación de puentes de la AASHTO.

✓ **Análisis de la capacidad de carga en puentes existentes**

Lo primero que se debe hacer para llevar a cabo la evaluación de una estructura es elegir el método de análisis que se va a utilizar para determinar la capacidad de carga. En el Manual para Evaluación de Puentes de AASHTO se permite el uso de cualquier método propuesto en la publicación, excepto para el caso de puentes de madera que se recomienda el uso del método de evaluación de Esfuerzos Admisibles.

Para las estructuras de acero, hormigón armado, hormigón pretensado y estructuras mixtas, se especifica que en el caso de constatar cambios en las condiciones estructurales de los elementos que la componen es obligatorio usar el método de evaluación basado en la metodología de Factores de Carga y Resistencia.

Una de las formas de escoger el método es teniendo en cuenta la metodología que se ha seguido para diseñar el puente. En la siguiente tabla se expone la recomendación de la metodología a utilizar para el análisis de capacidad de carga basado en la metodología de diseño.

TABLA 2. METODOLOGÍA A APLICAR EN LA EVALUACIÓN DE PUENTES EN BASE A LA METODOLOGÍA DE DISEÑO

| Metodología de Diseño | LOAD RATING METODOLOGY ¹ | | |
|---|--------------------------------------|---------------------------------|---|
| | Allowable Stress Rating ASR (Part B) | Load Factor Rating LFR (Part B) | Load & Resistance Factor Rating – LRFR (Part A) |
| Allowable Stress Design (ASD) | ✓ ² | ✓ | ✓ |
| Load Factor Design (LFD) | | ✓ | ✓ |
| Load & Resistance Factor Design (LRFD) | | | ✓ |
| ¹ The Analysis shall specify the version of the code or manual used. | | | |
| ² Allowable stress rating is not permitted for bridges on the National Highway System if the bridge is either structurally deficient or functionally obsolete. | | | |

FUENTE: MBE, AASHTO.

✓ **Factor de Capacidad (RF)**

Para determinar la capacidad que tiene un miembro o elemento de la superestructura de un puente para soportar una carga específica, se utiliza un coeficiente denominado Factor de Capacidad (“RF”, Rating Factor).

Cada valor obtenido de este factor ofrece una base para determinar una carga máxima segura de tránsito que permite establecer restricciones vehiculares, necesidad de reforzamiento, permisos especiales de tránsito y otra medida para asegurar la estabilidad del puente.

Para obtener valores de “RF” se emplea una ecuación general de capacidad de carga, cuyas variables y factores de cálculo de carga y resistencia dependen de la metodología de análisis empleada. El valor del factor varía alrededor de 1, de modo que:

- Si $RF \geq 1$, el margen de seguridad es apropiado
- Si $RF \leq 1$, la estructura no satisface el nivel de evaluación, por lo que se requiere tomar medidas que mejoren la capacidad del puente.

Se puede obtener una amplia variedad de valores del Factor de Carga (RF) a partir de las condiciones existentes del puente, debido al uso de los diferentes métodos y enfoques en el análisis de capacidad de carga. Recientemente con el desarrollo de la metodología de diseño de Factores de Carga y Resistencia se busca proporcionar márgenes de seguridad más uniformes para estructuras en términos de fiabilidad de la estructura.

✓ **Niveles de Evaluación**

Los niveles de evaluación son planteados a partir de dos objetivos de seguridad estructurales establecidos para indicar un rango superior e inferior de fiabilidad de la estructura, basado principalmente en dos variables, la resistencia del elemento y la carga.

Se establecen dos niveles de evaluación comunes en cualquier método de análisis de capacidad de carga de un miembro estructural, en donde cada nivel establece los factores que se deben utilizar en el proceso analítico.

En el método ASD el parámetro que establece el nivel de fiabilidad de la estructura y sus elementos es un factor de seguridad, ajustado al valor nominal de capacidad. Este factor de seguridad se determina en base a experiencias previas en diseños similares y conocimientos empíricos.

En el método LFD los niveles de fiabilidad se basan en un índice de confiabilidad " β ", para el que se definen factores de carga para cada estado límite y factores de seguridad para la resistencia de los elementos.

En la metodología LRFD los niveles de fiabilidad se basan, al igual que el anterior, en un índice de confiabilidad " β ", pero con una calibración más refinada, con un mayor trabajo estadístico, para la cual se definen factores de carga para un estado límite y factores de reducción de resistencia. En este análisis de capacidad de carga también se estima el uso de factores para tener en cuenta el deterioro de los materiales de la estructura, niveles de tráfico en el sitio, redundancia del sistema estructuras, etc.

Nivel de evaluación de inventario

Este nivel de evaluación se trata del nivel de diseño habitual de las tensiones. Se realiza en función de especificaciones y factores de diseño habituales, pero reflejando las condiciones estructurales existentes del puente y el estado actual de los materiales con respecto al deterioro y a la pérdida de sección.

Este nivel permite la comparación con la capacidad de nuevas estructuras, de modo que dan como resultado una carga activa que puede utilizar de forma segura una estructura existente durante un periodo de tiempo indefinido.

Nivel de evaluación de operación

Las clasificaciones de carga basadas en este nivel de evaluación describen la carga viva máxima permitida a la que se puede someter la estructura. De modo que en base a este nivel se pueden establecer restricciones de tránsito, ya que el paso de un número ilimitado de vehículos por el puente puede acortar la vida útil de la estructura.

✓ Cargas de Evaluación

Según el manual de evaluación de puentes de la AASHTO (Artículos 6A.2) las cargas que se deben tener en cuenta, para determinar sus efectos mediante la aplicación de la ecuación general de capacidad de carga, son las cargas permanentes y las cargas transitorias vehiculares.

Las cargas ambientales como el viento, el hielo, la temperatura, el flujo de la corriente y el terremoto, generalmente no se consideran en la clasificación, salvo que existan condiciones inusuales que justifiquen su inclusión.

· Cargas permanentes

Son aquellas que se encuentran presentes de forma indefinida e invariables durante el periodo de tiempo que el puente se encuentra en servicio.

Dentro de las cargas permanentes se encuentran las cargas muertas relacionadas con el peso de la superestructura, la capa asfáltica, las aceras, las barandillas y los servicios públicos complementarios. Este tipo de carga se debe tener en cuenta en todos los métodos.

En el análisis LRFR se diferencian dos tipos de cargas muertas, de modo que existe las cargas muertas de componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC), y las cargas muertas aportadas por la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW).

- Cargas transitorias

Las cargas transitorias que se tienen en cuenta dentro del análisis de capacidad de carga de los puentes son aquellas que generan las sobrecargas vehiculares y la carga dinámica (Impacto) derivada de la circulación de vehículos. Este tipo de cargas se denomina también carga viva.

El tipo de sobrecarga vehicular que se va a utilizar dependerá del método de clasificación usado y del nivel de evaluación. Por lo que este tipo de carga será descrita con más detalle dentro de cada método.

5.1.2. Métodos de Análisis

Según el Manual para la evaluación de puente de la AASHTO, los diferentes métodos de clasificación de carga que existen son los siguientes:

1. Método por Factores de Resistencia y Carga (LRFR: Load and Resistance Factor Rating)
2. Método de Esfuerzos Admisibles (ASR: Allowable Stress Rating)
3. Método por Factores de Carga (LFR: Load Factor Rating)

A continuación, se realiza un repaso por los métodos de clasificación de carga, es decir, un resumen de las principales características y especificaciones contenidas en el Manual para Evaluación de Puentes publicado por "The American Association of State Highways and Transportation Officials".

A. Métodos por Tensión Admisible (ASR) y por Factores de Carga (LFR)

Método por Esfuerzos Admisibles (Allowable Stress Rating, ASR)

El método por esfuerzos admisible constituye una especificación tradicional para proporcionar seguridad estructural. Está basado en la combinación de cargas reales para producir esfuerzos máximos en un miembro, que no deben exceder los esfuerzos admisibles determinados en base a la tensión limitante del material y aplicando un factor de seguridad apropiado.

Método por Factores de Carga (Load Factor Rating, LFR)

El método por factor de carga está en el análisis de una estructura mediante la aplicación de factores a las cargas reales. Estos factores se aplican a cada tipo de carga para reflejar la incertidumbre inherente a los cálculos de carga. La evaluación se determina de tal manera que el efecto de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro estructural.

A.1 Ecuación de capacidad de carga

La ecuación de capacidad de carga es la expresión general utilizada para determinar el factor de capacidad de un miembro estructural. Ésta relaciona variables de carga (carga viva y muerta) junto a variables de resistencia de los materiales.

A continuación, se presenta la ecuación de capacidad de carga que se emplea para ambos métodos:

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L (1 + I)}$$

donde:

RF = Factor de Capacidad

C = Capacidad nominal del miembro estructural (Esfuerzo Admisible)

D = Efecto de la carga muerta (Esfuerzo por carga muerta)

L = Efecto de la carga viva (Esfuerzo por carga viva)

I = Factor de Impacto a ser utilizado con el efecto de la carga viva

A_1 = Factor para carga muerta

A_2 = Factor para carga viva

El denominado “efecto de carga” es el efecto de las cargas aplicadas en el miembro. Las más típicas son la fuerza axil, la fuerza de corte vertical, el momento de flexión, la tensión axial, la tensión de corte y las tensiones de flexión.

El efecto de la carga muerta es el esfuerzo de flexión teórico debido a las cargas muertas en la sección que se está evaluando. Mientras que la tensión de flexión de carga en vivo se obtiene en función de la configuración del camión o la carga de carril seleccionada para la clasificación y los factores de impacto y distribución de AASHTO.

Una vez seleccionado el esfuerzo que se evaluará, y calculado RF se puede determinar la capacidad que tiene el miembro, en toneladas, para resistir tal efecto de carga. Para ello se emplea la siguiente ecuación:

$$RT = (RF) W$$

donde,

RT = Capacidad del miembro del puente (ton)

W = Peso del camión nominal utilizado para determinar el efecto de carga viva, L (ton)

De modo que la capacidad de un puente es controlada por el miembro que tiene menor capacidad, en toneladas.

En cuanto a los factores que afectan a las cargas, para cada caso se tiene que:

· Método por Esfuerzos Admisibles

En este método, tal y como se ha expuesto antes, no se emplean cargas factorizadas. Por lo que los factores de carga tanto para cargas muertas como vivas son de valor unidad.

$$A_1 = 1$$

$$A_2 = 1$$

· Método por Factor de Carga

En este método para las cargas muertas el factor es constante para todos los casos. Mientras que para las cargas vivas varía en función del nivel de evaluación. Tal que:

TABLA 3. FACTOR DE CARGAS MUERTAS PARA LFR

| Nivel de clasificación | A_1 | A_2 |
|------------------------|-------|-------|
| Inventario | 1.3 | 1.3 |
| Operativo | 1.3 | 2.17 |

FUENTE: MBE, AASHTO

✓ **Capacidad Nominal “C”**

La capacidad nominal “C” cuantifica la resistencia de un miembro estructural y su valor depende del nivel de evaluación considerado y de las propiedades del material de construcción.

Para determinar su valor se deben tener en cuenta las especificaciones indicadas en AASHTO Standard de dónde se derivan las tablas presentes en el MBE.

✓ **Carga viva de evaluación**

La carga viva utilizada en ambos métodos corresponde con el camión estándar de diseño HS20-44 o un carril de diseño, escogiendo para la evaluación del puente aquella carga que cause un mayor efecto. A continuación, se realiza una breve descripción de cada caso:

· **Camión de diseño HS20-44**

Se trata de un camión tractor semi – remolque con tres ejes. La separación de los ejes del tractor es fija e igual a 4.3 metros y la separación con el eje del remolque es variable teniendo como separación mínima unos 4.3 metros y como máxima unos 9.0 metros. La carga del eje delantero es igual a 35 KN (3.57 ton) y la de cada eje trasero es igual a 145 KN (14.79 ton). Este tipo de camión es usado en el diseño de puentes que forman parte de carreteras principales dónde se espera que exista tráfico de camiones pesados.

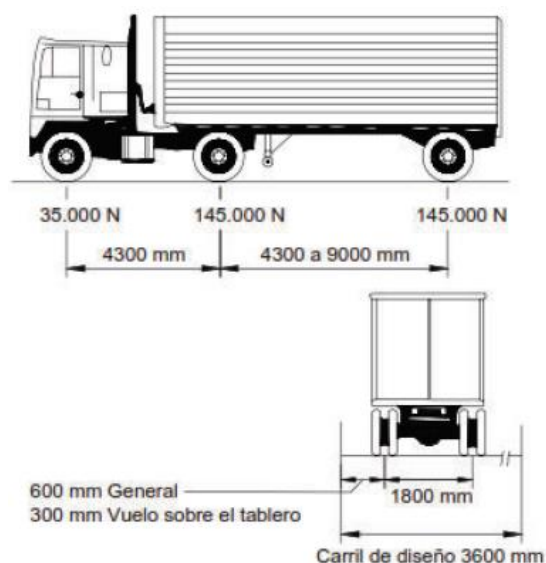


Figura 5. 1 Camión de diseño HS20-44
Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

· Carril de diseño

Se trata de una carga uniformemente distribuida a lo largo del carril de tránsito, ocupando un ancho igual a 3 metros. El valor de la carga es 9.3 kN/m y está acompañada de una carga concentrada, cuyo valor es de 80 kN en caso de análisis de momentos y 115 kN en caso de cortante. El esquema de dicha carga es el que se presenta en la siguiente figura.



Figura 5. 2 Carga de carril de diseño.

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

En cuanto al efecto del impacto causado por los vehículos se debe considerar aplicando el siguiente factor tanto al camión de diseño como al carril.

$$I = \frac{1500}{L + 38000} \leq 0.3$$

donde,

I = Factor de Impacto

L = Longitud del tramo (m)

B. Método por Factores de Carga y Resistencia (LRFR)

El método LRFR es la metodología más reciente y está fundamentada en la filosofía de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Los factores y las cargas empleadas para este método están calibrados en base a la teoría de fiabilidad estructural para lograr un objetivo mínimo de seguridad en el estado límite de resistencia. Mientras que para el estado límite de servicio no se sigue la misma teoría, sino que se usan lineamientos tradicionales de prácticas pasadas.

Este método consta de un procedimiento secuencial donde se incluyen, en cada etapa de evaluación, diferentes modelos de carga y recomendaciones definidas en base a los resultados obtenidos en cada uno de ellos.

Este método de clasificación de carga considera tres procedimientos de cargas secuenciales:

- ✓ Análisis de capacidad con carga de diseño.
- ✓ Análisis con carga legal.
- ✓ Análisis con carga nominal permitida.

Cada procedimiento está orientado a un modelo de carga en vivo específico con factores de carga especialmente calibrados para mantener un nivel de confiabilidad uniforme y aceptable en todas las evaluaciones.

La clasificación de carga generalmente se expresa como un factor de clasificación para un modelo particular de carga viva, usando para ello la ecuación de carga general que veremos a continuación.

B.1 Ecuación general de capacidad de carga

La ecuación general de carga sirve para determinar la capacidad de carga de cada componente sometido a un solo efecto de fuerza, ya sea fuerza axil, flexión o cizallamiento.

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$

Siendo:

RF = Factor de Clasificación

C = Capacidad

DC = Efecto de la carga muerta debido a componentes estructurales y accesorios

DW = Efecto de la carga muerta debido a las superficies de desgaste y servicio público

P = Efecto de las cargas permanentes distintas de las cargas muertas

LL = Efecto de la carga viva

IM = Efecto de la carga dinámica

γ_{DC} = Factor de carga muerta para componentes estructurales y accesorios

γ_{DW} = Factor de carga muerta para superficies de desgaste y servicio público

γ_P = Factor para cargas permanentes distintas de las muertas ($\gamma_P = 1$)

γ_{LL} = Factor de evaluación de carga viva

Los estados límites y los factores de carga para la capacidad de carga se seleccionarán de la siguiente tabla:

TABLA 4. ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE CARGA (AASHTO)

| Bridge Type | Limit State | Dead Load γ_{DC} | Dead Load γ_{DW} | Design Load | | Legal Load γ_{LL} | Permit Load γ_{LL} |
|----------------------|-------------|----------------------------|----------------------------|---------------|---------------|-----------------------------|------------------------------|
| | | | | Inventory | Operating | | |
| | | | | γ_{LL} | γ_{LL} | | |
| Steel | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.25 | 1.50 | - | - | - | ** |
| | Service II | 1.00 | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.30 | 1.00 |
| | Fatigue | 0.00 | 0.00 | 0.75 | - | - | - |
| Reinforced Concrete | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.25 | 1.50 | - | - | - | ** |
| | Service I | 1.00 | 1.00 | - | - | - | - |
| Prestressed Concrete | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.00 | 1.00 | - | - | - | ** |
| | Service III | 1.00 | 1.00 | 0.80 | - | 1.00 | - |
| | Service I | 1.00 | 1.00 | - | - | - | 1.00 |
| Wood | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.25 | 1.50 | - | - | - | ** |

* Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1 ** Tables 6A.4.5.4.2a-1

FUENTE: Manual for Bridge Evaluation

El factor de clasificación, en este método, se puede calcular para dos estados diferente. De modo que en función de eso la capacidad nominal vendrá definida de una forma u otra. Tal que:

- Para **Estado Límite de Resistencia:**

$$C = \varphi_c \varphi_s \varphi R_n$$

donde,

φ_c = Factor de condición

φ_s = Factor de Sistema

φ = Factor de Resistencia LRFD

R_n = Resistencia nominal del elemento (Determinado en la inspección)

Se debe cumplir el siguiente límite inferior: $\varphi_c \varphi_s \geq 0.85$

- Para **Estado Límite de Servicio:**

$$C = f_R$$

donde,

f_R = Esfuerzo admisible especificado en el Código LRFD

La carga nominal se llevará a cabo para cada uno de los estados límites que hemos mencionado antes y el efecto de carga con el valor más bajo será el que determine el factor de clasificación.

✓ **Factor de condición, φ_c**

El factor de condición proporciona una reducción que tiene en cuenta el aumento de la incertidumbre acerca de la resistencia de los elementos deteriorados y la posibilidad de que el deterioro aumente durante el periodo comprendido entre los ciclos de inspección.

En la siguiente tabla se muestran los valores del factor de condición de acuerdo con la clasificación de los elementos estructurales.

TABLA 5. FACTOR DE CONDICIÓN, φ_c

| Structural Condition of Member | φ_c |
|--------------------------------|-------------|
| Good or Satisfactory | 1.00 |
| Fair | 0.95 |
| Poor | 0.85 |

FUENTE: Manual for Bridge Evaluation (Tabla 6A.4.2.3-1)

Debe tenerse en cuenta que para la estimación de la condición de los elementos de la superestructura se tiene en cuenta el ranking de valores del "National Bridge Inventory" (NBI), donde se detalla la forma general de valorar los daños para los componentes de la superestructura y subestructura. En la siguiente tabla se recogen estos parámetros:

TABLA 6. CLASIFICACIÓN DE CONDICIÓN SEGÚN NBI

| Código | Descripción |
|--------|---|
| N | No Aplicable |
| 9 | Condición Excelente |
| 8 | Condición muy buena – No se notan problemas |
| 7 | Condición Buena – Algunos problemas menores |
| 6 | Condición Satisfactoria – Elementos estructurales muestran algún deterioro menor |
| 5 | Condición Aceptable – Todos los elementos están en buen estado, pero tienen menor sección, fisuras o roturas |
| 4 | Condición Pobre – Avanzada pérdida de sección, rotura o desprendimientos. |
| 3 | Condición Seria – Pérdida de sección, deterioro, rotura de hormigón o derrubios afectan seriamente componentes estructurales primarios. Fallas locales son posibles. Fisura por fatiga en el acero o grietas por corte en el hormigón pueden presentarse. |
| 2 | Condición Crítica – Avanzado deterioro de elementos estructurales primarios. Fisuras por fatiga en acero o grietas por corte en el hormigón pueden estar presentes o derrubios puede haber retirado el soporte de la subestructura. A menos que sea minuciosamente monitoreado puede ser necesario el cierre del puente hasta que medidas correctivas sean tomadas. |
| 1 | Condición de Falla Inminente – Deterioro o pérdida de sección mayor presente en componentes estructurales críticos y obvia afectación de la estabilidad de la estructura por movimientos verticales y horizontales. El puente es cerrado al tráfico, pero las acciones correctivas pueden retornarlo para servicio con tráfico ligero. |
| 0 | Condición Fallida – Fuera de servicio – a pesar de acciones correctivas. |

FUENTE: Recording and Coding Guide for Structure inventory and Appraisal of the Nation's Bridges.

✓ **Factor de Sistema estructural, ϕ_s**

El factor de sistema se aplica a la resistencia nominal para reflejar el nivel de redundancia de la totalidad del sistema estructural. La capacidad de los elementos se reduce si la estructura tiene baja redundancia.

En la siguiente tabla se muestran los valores del factor en base a la tipología del puente para las fuerzas axiales y de flexión.

TABLA 7. FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL, ϕ_s

| Superstructure Type | ϕ_s |
|---|----------|
| Welded Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges | 0.85 |
| Riveted Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges | 0.90 |
| Multiple Eyebar Members in Truss Bridges | 0.90 |
| Three-Girder Bridges with Girder Spacing 6 ft | 0.85 |
| Four-Girder Bridges with Girder Spacing ≤ 4 ft | 0.95 |
| All other Girder Bridges and Slab Bridges | 1.00 |
| Floorbeams with Spacing > 12 ft and Noncontinuous Stringers | 0.85 |
| Redundant Stringer Subsystems between Floorbeams | 1.00 |

FUENTE: Manual for Bridge Evaluation (Tabla 6A.4.2.3-1)

En el caso del corte para el estado límite de resistencia el Factor de Sistema tiene un valor constante, $\phi_s = 1$.

B.2 Procedimiento de análisis del Método LRFR

El análisis LRFR es un conjunto de procesos sistemáticos de evaluación, consta de tres procedimientos secuenciales. El inicial es el “análisis de capacidad con carga de diseño”, que se subdivide en dos niveles de revisión: Nivel de Inventario y Nivel de Operación. El primero constituye una evaluación con parámetros de diseño y el segundo una comprobación de seguridad con parámetros menos exigentes en caso de que la estructura no cumpla con el primer nivel de revisión.

Si cumple con la comprobación del primer procedimiento no es necesario continuar con el proceso, de modo que es posible evaluar la estructura mediante el denominado “análisis con cargas permitidas”, para casos de cargas especiales. Aunque este tipo de análisis es opcional.

Por el contrario, si no cumple con el primer proceso de evaluación se debe proceder al “análisis con cargas legales”, que se trata de una comprobación para una carga o sistema de carga vehicular individual con consideraciones especiales en cuanto al tráfico y otras variables para establecer una reducción en los factores de carga.

De no cumplir con este segundo procedimiento, se debe recurrir a una investigación más completa para tener un estudio más seguro.

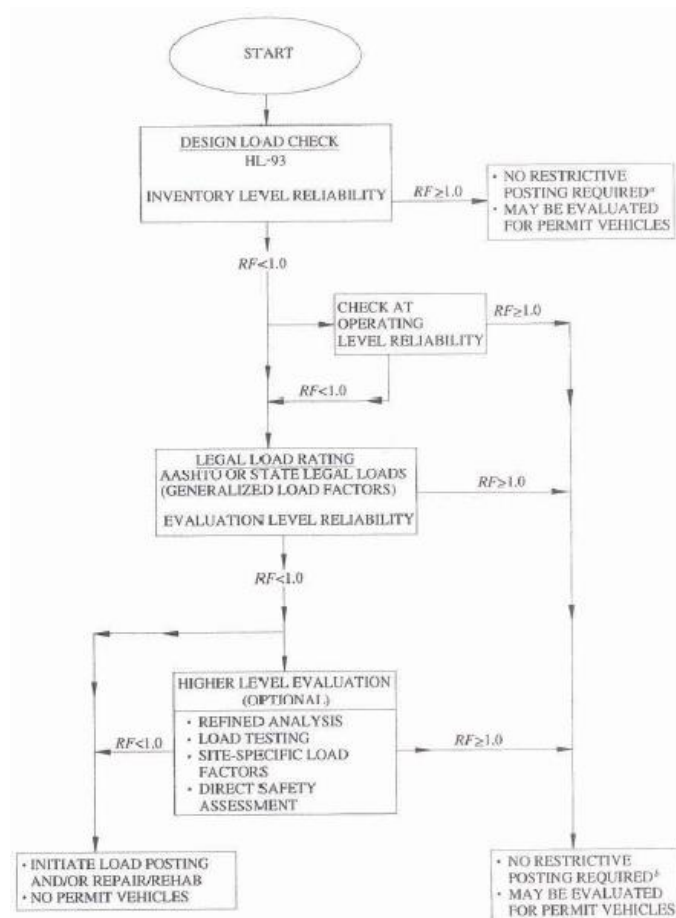


Figura 5. 3 Secuencia del Método LRFR.

FUENTE: MBE, AASHTO.

a) Análisis de capacidad de carga de diseño

El análisis de la capacidad con carga de diseño es el primer examen en este proceso de evaluación de un puente. Está basado en la normal de diseño de HL-93 y LRFD, utilizando las dimensiones y propiedades del puente en su condición actual de inspección. Se trata de una medida del rendimiento de los puentes existentes con los estándares actuales de diseño de puentes LRFD.

Este método sirve para evaluar la vulnerabilidad de la estructura, identificando puentes que necesitan ser evaluados con cargas legales, por lo que se establecen dos niveles de evaluación. El primero, el nivel de inventario que utiliza factores de carga de diseño con un índice de fiabilidad de $\beta = 3.5$, y el segundo, el nivel de evaluación de operación utiliza factores de carga menores para cumplir con un objetivo de índice de fiabilidad $\beta = 2.5$.

De modo que, los puentes que cumplen con $RF \geq 1$ en el nivel de evaluación de inventario, quiere decir que satisfacen los requisitos de capacidad para todas las cargas legales AASHTO y todos los modelos de cargas legales que se encuentran dentro de los límites de exclusión descritos en las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD.

Los puentes que cumplen la inspección HL-93 únicamente en el nivel de operación quiere decir que tienen la capacidad adecuada para las cargas legales de AASHTO LRFD, pero es posible que no para todas las cargas legales del estado, especialmente para aquellos vehículos significativamente más pesados que los camiones AASHTO.

✓ Carga Viva de Evaluación y Factores de Carga

Para el caso de análisis con carga de diseño, la sobrecarga vehicular que se emplea es la denominada HL-93. Se trata de un sistema de carga viva hipotética en la que se superponen los efectos de la carga de un camión estándar o un tándem de diseño, más un carril de carga.

Excepto por las especificaciones del Art. 3.6.1.3.1 de la AASHTO LRFD cada carril de diseño se supone ocupado por el camión de diseño o tándem, coincidiendo con la carga de carril cuando corresponda. Suponiendo que las cargas ocupan unos 3 metros transversalmente dentro del carril de diseño.

En este artículo, se establecen dos situaciones de carga para aplicar. De modo que la que mayores esfuerzos genere será la predominante para el análisis:

- En el primer caso, la carga incluye el camión estándar de diseño HS-20, que corresponde a un semirremolque de tres ejes descrito en el Artículo 1.6.3; en conjunto con el carril de carga de diseño, este consiste en una carga de 9,3 KN/m, uniformemente distribuida a lo largo de la longitud del carril de tránsito en un ancho de 3 metros.
- En el segundo caso se trata del tándem de diseño (AASHTO LRFD 3.6.1.2.3), que consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1.20 metros y una separación transversal de ruedas igual a 1.80 metros; en este caso también se incluye el carril de carga de diseño expuesto en el punto anterior.

En el caso de que se aplica en puntos de contraflexión, es decir, en zonas de momentos negativos, tal como en apoyos intermedios en puentes de vigas continuas, se disponen dos camiones estándar HS-20 en cada vano adyacente separados 15 m, dejando el punto de contacto del apoyo en la zona media entre los camiones; la separación entre ejes del camión será de 4.3 metros; junto con el camión de diseño, se aplica también un carril de carga en todos

los vanos; se debe tomar el 90% de los valores de carga de cada camión y carril.

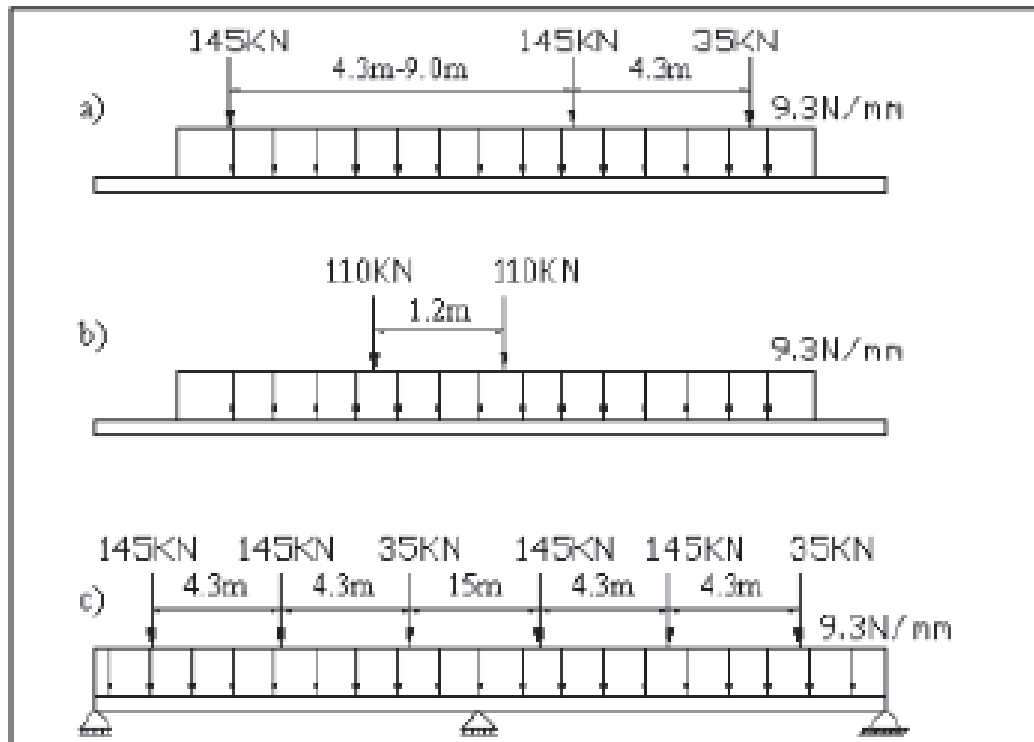


Figura 5. 4 Camiones de diseño AASHTO LRFD.
FUENTE: AASHTO LRFD Bridge Design Specification.

Los factores de carga viva de evaluación para el estado límite de fuerza I deben tomarse con el valor que indica la tabla de estados límites y factores de carga que aparece en el apartado de la ecuación general de capacidad de carga. Estos son:

TABLA 8. FACTOR DE CARGA PARA ANÁLISIS CON CARGA DE DISEÑO

| Nivel de evaluación | Factor de carga |
|---------------------|-----------------|
| Inventario | 1.75 |
| Operativo | 1.35 |

FUENTE: MBE, AASHTO (Tabla 6A.4.3.2.2-1)

✓ **Carga Dinámica**

En la aplicación de la carga viva anterior se debe tener en cuenta, adicionalmente, un incremento debido a la carga dinámica (impacto) sobre los efectos estáticos del camión o el tándem de diseño, según lo especificado en el artículo AASHTO LRFD (3.6.2).

Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas al incremento debido a la carga dinámica.

En la siguiente tabla se señalan los valores de incremento:

TABLA 9. FACTORES DE INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA

| Componentes | IM |
|--|------|
| Juntas del tablero – Todos los Estados Límites | 75 % |
| Todos los demás componentes | |
| · Estado Límite de fatiga y fractura | 15 % |
| · Todos los demás Estados Límites | 33 % |

FUENTE: MBE, AASHTO (Tabla 3.6.2.1-1)

b) Análisis de capacidad de carga legal

Este es el segundo procedimiento de evaluación al que se recurre cuando el puente no cumple el nivel de inventario y además obtiene un $RF < 1$ en el nivel operativo.

La clasificación de carga para cargas legales determina la capacidad de carga segura de un puente para la familia AASHTO de cargas legales y cargas legales estatales, utilizando los criterios de seguridad y capacidad de servicio que se consideran apropiados para la evaluación. Se obtiene una capacidad de carga segura única para una configuración de carga legal determinada.

El proceso permite establecer la necesidad de restricciones de peso vehicular o de reforzamiento del puente cuando $RF < 1$. Mientras que los puentes que tengan $RF > 1$ pueden ser evaluados para sobrecargas en un análisis de carga permitida.

✓ Carga Viva de Evaluación y Factores de Carga

Las cargas legales determinada por AASHTO se dividen en dos categorías:

- Vehículo Comercial Rutinario

Este tipo de carga vehicular se divide a su vez en tres esquemas de “cargas legales” determinadas por AASHTO. Se modelan configuraciones de tráfico de camiones actuales de ejes fijos que esquematizan tres porciones representativas de la fórmula federal de puentes (fórmula B) que controla la carga de ejes para longitudes de vano corto, medio y largo. Estos esquemas se denominan Tipo 3, Tipo 3S2 y Tipo 3-3.

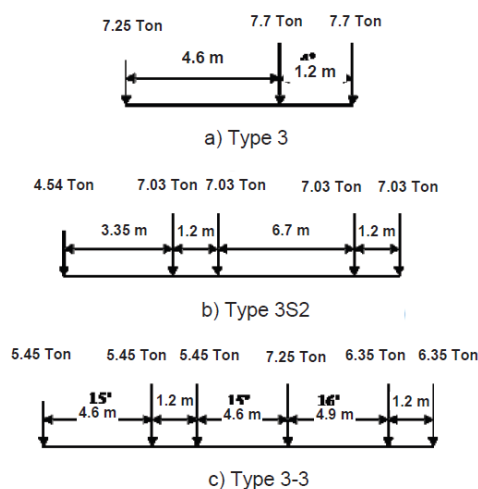


Figura 5. 5 Esquema de cargas legales AASHTO.
FUENTE: MBE, AASHTO (APPENDIX DA6)

La fórmula general restringe el peso de los camiones siguiendo tres parámetros básicos:

- a) Una carga total o bruta, límite de 80 kips.
- b) Límite en carga de eje (20 kips para ejes simples y 34 kips para ejes de tándem)
- c) Una fórmula de puente que especifica el máximo peso permitido en un grupo de ejes consecutivos basado en el número de ejes del grupo y la distancia entre el primero y el último de los ejes.

Para la comprobación en cualquier longitud de vano, hasta los 69.6 metros (200 pies), se va a tomar como efecto de carga crítica el mayor de los siguientes:

- Los efectos de carga más crítica de los vehículos legales de AASHTO aplicados individualmente.
- Para momentos negativos y reacciones en el interior de los soportes, se debe usar una carga de carril de 297.63 kg/m (0.2 klf) combinada con dos vehículos AASHTO Tipo 3-3 circulando en el mismo sentido y carril, separados 9 metros (30 pies), con su carga de eje multiplicada por un factor igual a 0.75.

Para longitudes de tramos superiores a 69.6 metros (200 pies), los efectos de carga crítica se obtienen aplicando un vehículo AASHTO Tipo 3-3 con cada carga de eje multiplicada por 0,75 combinado, además, con una carga de carril de 297.63 kg/m (0,2 kips) por pie lineal.

Cabe destacar que en vanos de hasta 69.6 metros (200 pies) no es necesario ubicar más de un vehículo en un carril puesto que los factores de carga ya consideran esta posibilidad.

La carga dinámica es aplicada a las cargas vehiculares descritas excepto al carril de diseño, igual que ocurría en el caso anterior de carga de diseño. Es facultativo para el ingeniero y si se da la condición de tener un ADTT menor a 500, el carril de carga puede ser excluido y el factor de 0.75 cambia a 1.0.

- Vehículos especializados de acarreo

Este grupo de cargas engloba unidades vehiculares especializadas, con múltiples ejes estrechamente espaciados con una capacidad de carga máxima de hasta 36288 kg (80kips), que satisfacen la fórmula federal de puentes (Fórmula B).

Este tipo de vehículos normalmente tienen grupos de ejes con ejes elevadizos, que están en posición de descenso cuando el camión está cargado. Los modelos de vehículos especializados de acarreo indicados en AASHTO incluyen; SU4, SU5, SU6 y SU7.

Para puentes de tramos simples y continuos, se desarrolló un modelo de carga única que envuelve los efectos generados por las otras configuraciones de vehículos especializados, denominada "NRL" (Notional Rating Load). Al igual que ocurre con el anterior tipo de vehículos, no es necesario considerar más de una carga NRL por carril de tráfico.

Los puentes que tengan un $RF \geq 1$ para la carga "NRL" tendrán la capacidad de carga apta para todos los vehículos especiales legales. De lo contrario, se debe analizar el puente con cada caso individual.

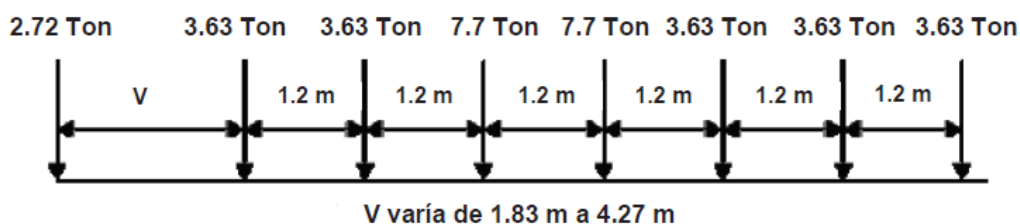


Figura 5. 6 Esquema de Carril NRL
FUENTE: MBE, AASHTO (APPENDIX DA6)

✓ Factores de Carga Viva

Los factores de carga viva a aplicar tanto en vehículos comerciales como en vehículos especializados dependen de las condiciones de tráfico del sitio, más concretamente del tráfico promedio diario anual, TPDA (en inglés ADTT, Average Daily Truck Traffic).

La MBE propone unas tablas en las que se muestran los factores de carga generales a aplicar para un determinado rango de TPDA, en el estado límite de Resistencia I. Mientras que para los estados límite de Servicio en el análisis con cargas legales se deben buscar las referencias en lo especificado en el MBE para cada tipo de estructura, ya sea de acero, hormigón armado, hormigón pretensado, madera, etc.

Los valores de los factores pueden ser modificados por el ingeniero, incrementando su valor, para tener en cuenta circunstancias no descritas en el MBE. Con la condición de que la modificación no debe exceder 1.3 veces el valor de los factores indicados en la tabla.

TABLA 10. FACTORES DE CARGA VIVA, γ_l PARA TRÁFICO COMERCIAL RUTINARIO

| Traffic Volume (One direction) | Load Factor for Type 3, Type 3S2, Type 3-3 and Lane Loads |
|--------------------------------|---|
| Unknown | 1.80 |
| ADTT \geq 5000 | 1.80 |
| ADTT = 1000 | 1.65 |
| ADTT \leq 100 | 1.40 |

FUENTE: Manual for Bridge Evaluation (Tabla 6A.4.4.2.3a-1)

En el Artículo C6A.4.4.2.3 del MBE, se proporciona el procedimiento para determinar el Factor de Carga Viva para un sitio específico. Los factores de carga viva para los vehículos especializados provisto en esta especificación toma en cuenta la presencia múltiple de dos camiones pesado.

TABLA 11. FACTORES DE CARGA VIVA, γ_l PARA VEHÍCULOS DE ACARREO ESPECIALIZADOS

| Traffic Volume (One direction) | Load Factor for NRL, SU4, SU5, SU6 and SU7 |
|--------------------------------|--|
| Unknown | 1.60 |
| ADTT \geq 5000 | 1.60 |
| ADTT = 1000 | 1.40 |
| ADTT \leq 100 | 1.15 |

FUENTE: Manual for Bridge Evaluation (Tabla 6A.4.4.2.3b-1)

✓ **Carga dinámica**

Los efectos estáticos de las cargas de los camiones se incrementan un 33% para que los estados límites de fuerza y servicio tengan en cuenta los efectos dinámicos debidos al movimiento de los vehículos. Este incremento no se aplica a los carriles de carga.

La carga dinámica se debe aplicar según lo establecido en las especificaciones de LRFD, excepto para los puentes con vanos mayores de 12.2 metros (40 pies), donde la carga dinámica puede ser reducida o no tomada en cuenta basándose, para ello, en las condiciones de la superficie de rodamiento y el criterio del ingeniero.

En el caso de los puentes de madera no se debe considerar el incremento de la carga por efectos dinámicos.

TABLA 12. CARGA DINÁMICA, IM

| Riding Surface Conditions | IM |
|--|------|
| Smooth riding Surface at approaches, bridge deck, and expansion joints | 10 % |
| Minor surface deviations or depressions | 20 % |

FUENTE: Manual for Bridge Evaluation (Tabla 6A.4.4.2.3-1)

c) Análisis de capacidad de carga permitida

El análisis de capacidad de carga permitida se emplea para revisar la seguridad y serviciabilidad de puentes en caso de tránsito de vehículos que sobrepasen el límite legal de peso establecido. De modo que este tercer nivel debe ser aplicado en puentes cuya capacidad es suficiente para soportar el tráfico de cargas legales, es decir, cumple con $RF \geq 1$ en la revisión de capacidad de carga legal).

No existe una configuración predeterminada para el análisis. El MBE, en el artículo 6A.4.5, únicamente categoriza los tipos de carga permitida en función del periodo de circulación o del número de viajes programados y el tipo de vehículos. De modo, que las dos clases que se encuentran en el MBE son:

- **Permiso de rutina/anual**

Son válidos para un número ilimitado de viajes en un periodo de tiempo (máximo un año), para vehículos con una configuración dada que no sobrepase los límites de peso bruto y en ejes. Estos vehículos pueden transitar, a velocidades normales de circulación, sin restricciones por el puente.

- **Permisos especiales**

Estos corresponden a la validación de un único viaje o un número limitado de viajes, para una configuración específica de vehículos, peso bruto y número de ejes. Generalmente estos permisos se otorgan a vehículos más pesados que los que están cubiertos por los permisos de rutina/anual. La autorización de este tipo de vehículos debe determinar si el vehículo puede circular en presencia de otros vehículos o en condiciones de tráfico normal; si necesita escolta para el control de tránsito, con limitación de velocidad de circulación.

✓ **Carga viva**

No existe un modelo o una configuración de vehículo determinado para este análisis. La carga viva que se toma normalmente es el camión de permiso real o el vehículo que produzca mayor efecto de carga en una clase de vehículos de permiso que opera bajo un solo permiso.

La carga debe considerar el peso del camión, la configuración de su eje y la distribución de las cargas a los ejes. Además de tener en cuenta, las condiciones de tráfico que existen, la posición de circulación designada y la restricción en la velocidad de circulación.

En vanos de hasta 70 metros (200 pies), solo se debe tener en cuenta la presencia del vehículo de análisis. Mientras que en tramos de entre 70 y 92 metros (300 pies) y en el caso de revisión de momentos negativos en puentes de vigas continuas, se aplicará una carga adicional para, de esta forma, simular la cercanía entre vehículos. La carga del carril se tomará con un valor igual a 197.63 kg/m (0.2 klf) en cada carril. Esta carga se puede superponer al vehículo de permiso, para facilitar el análisis, y se aplica en aquellas partes del tramo donde los efectos de carga se añaden a los efectos de carga de permiso.

✓ **Factores de Carga Viva**

Los factores de carga en este nivel de revisión están calibrados bajo el supuesto de que el puente soporta el tránsito de los vehículos legales de AASHTO. Estos se formulan en base al tipo de permiso, a las características de carga (carga de eje y velocidad de circulación) y a los datos de tráfico.

Para los factores de carga viva en permisos de rutina/anual se toman los factores de distribución de carga para múltiples carriles especificados en AASHTO LRFD. Estos asumen la presencia de dos vehículos de igual peso en cada carril de tránsito, aparte de tener en cuenta la posibilidad de tránsito de camiones pesados que sobrepasen las restricciones de peso simultáneamente con la carga.

Los valores presentados en la tabla 5.12 son mayores a medida que se presentan valores altos de tráfico y disminuyen al aumentar el peso permitido del camión. Esta disminución refleja la escasa probabilidad del tránsito simultáneo de una carga similar durante el periodo de evaluación y adecua la aplicación de los factores de distribución de carril múltiple que son conservativos.

Para los factores de carga viva en permisos especiales se usan factores de distribución y factores de presencia múltiple para la condición de carga en un solo carril. Si estos son tomados de LRFD Design, estos deben ser divididos ya que corresponden a una calibración en base al modelo de carga de diseño HL – 93. También se tiene en cuenta el peso probable de un camión al azar adyacente durante un cruce de la carga especial cuando el puente está abierto al tráfico normal.

En el caso de los permisos especiales que son válidos, únicamente, para un número limitado de viajes (<100), la probabilidad de la presencia simultánea de vehículos pesados al costado del vehículo permitido es pequeña, de modo que la calibración de los factores de este tipo de carga viva atribuye alguna contribución de vehículos en carriles adyacentes. Si es esperado que exista tránsito de una carga permitida con una frecuencia mayor a 100 cruces, entonces esta carga debe ser tratada como un vehículo con permiso de rutina.

Para un único o múltiples viajes con permiso especial en el que se incluya el tránsito de otros vehículos, los factores de carga viva están calibrados para proporcionar un alto nivel de fiabilidad consistente con el nivel de inventario. Este objetivo de seguridad se justifica antes el cruce de una carga especial pesada o “sobrecarga” que pueda representar los efectos más grandes que el puente pueda experimentar durante su periodo de uso. El aumento del riesgo a sufrir un daño estructural y las consideraciones costo – beneficio dan paso a mayores requerimientos de seguridad para vehículos con permisos especiales frente a otros tipos de camiones.

Mientras que los factores de carga para un permiso de un único viaje, escoltado y con restricciones de tráfico o cierre del puente al tránsito, han sido calibrados a un nivel de fiabilidad de operación consistente con las especificaciones tradicionales de AASTHO. Se permite este nivel de confiabilidad por la reducción de efectos debidos al control sobre el tráfico, la velocidad de circulación del vehículo y la ubicación de la vía.

Para saber más acerca de los cambios en cuanto al objetivo de seguridad se debe revisar NGHRP Report 454, Calibration of Load Factors for LRFR Bridge Evaluation.

TABLA 13. FACTORES DE CARGA PERMITIDA

| Permit Type | Frequency | Loading Condition | DF | ADTT(one direction) | Load Factor by Permit Weight | |
|-----------------------------|---|--|------------------|---------------------|------------------------------|------------|
| | | | | | Up to 100 kips | ≥ 150 Kips |
| Routine or Annual | Unlimited Crossings | Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge) | Two or more lane | >5000 | 1.80 | 1.30 |
| | | | | = 1000 | 1.60 | 1.20 |
| | | | | <100 | 1.40 | 1.10 |
| | | | | | All Weights | |
| Special or Limited Crossing | Single – Trip | Escorted with no other vehicles on the bridge | One lane | N/A | 1.15 | |
| | Single – Trip | Mix with traffic (other vehicles may be in the bridge) | One lane | >5000 | 1.50 | |
| | | | | = 1000 | 1.40 | |
| | | | | <100 | 1.35 | |
| | Multiple – Trips (less than 100 crossing) | Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge) | One lane | >5000 | 1.85 | |
| | | | | = 1000 | 1.75 | |
| | | | | <100 | 1.55 | |

FUENTE: Manual for Bridge Evaluation (Tabla 6A.4.5.4.2a-1)

✓ Carga Dinámica

En este tipo de análisis la carga aplicada se rige a lo especificado en el artículo 6A.4.4.3 del MBE para cargas legales, exceptuando a aquellas con limitación de velocidad (≤ 10 mph) del vehículo en dónde las consideraciones de carga dinámica pueden ser eliminadas.

5.1.3. Comparación de los Métodos

Tras realizarse un estudio de los diferentes métodos que recoge el Manual de Evaluación de Puentes de las AASHTO y revisar diferentes artículos e informes, se han obtenido una serie de diferencias entre ellos. A continuación, se muestran algunas de las principales diferencias.

Estas diferencias se van a enfocar teniendo en cuenta que se emplean principalmente tres factores para clasificar un puente. Es decir, se tiene en cuenta el efecto de la carga permanente, el efecto de la carga viva y la capacidad del puente.

En cuanto al cálculo del efecto de la carga permanente, el método LRFR subdivide la carga en dos categorías. De modo que diferencia entre carga permanente debida a componentes y accesorios (DC) y carga permanente debida a la superficie de desgaste y servicios (DW). Mientras que los métodos ASR y LFR no tienen en cuenta la diferencia entre los dos tipos de cargas permanentes. (H. Toutanji, 2012)

En relación con el cálculo del efecto de la carga viva, el método LRFR considera más factores tales como la rigidez longitudinal, la longitud del tramo, el espacio entre vigas y el tipo de efecto de carga (flexión o cortante) mientras que los métodos ASR y LFR solo tienen en cuenta el espacio entre vigas. (H. Toutanji, 2012)

La principal diferencia entre estos métodos sería el modelo de carga dinámica, puesto que para los métodos ASR y LFR es el camión HS-20, mientras que para el método LRFR es el camión HL-93, que se trata del camión HS-20 más la carga distribuida del carril de diseño. Es por esto por lo que los efectos de este tipo de carga para LRFR son mucho mayores que los de ASR y LFR.

Por otro lado, los efectos de la carga viva se basan en resultado diferentes. Los métodos ASR y LRFR se basan en los resultados de una sola carga de rueda, mientras que los efectos del método LRFR se basan en los resultados de la carga dinámica que actúa en un solo carril.

Además, la forma de considerar el número de carriles cargados en el efecto de la carga dinámica es diferente también. En LRFR, este efecto se tiene en cuenta en el cálculo del factor de distribución, de modo que una ubicación diferente tiene un factor de distribución diferente, mientras que para ASR y LFR se usa la reducción en la intensidad de la carga. (H. Toutanji, 2012)

Para el cálculo de la capacidad, el método ASR modifica la resistencia del material con un factor de seguridad, pero no ajusta los efectos de carga, mientras que tanto el LFR como el LRFR modifica ambos efectos. Es por esto por lo que los datos para LFR y LRFR son muy cercanos, pero para ASR la resistencia es menor. (Lichtenstein Consulting Engineers, 2001)

En definitiva, el LRFR ha implementado un enfoque escalonado para la clasificación de carga. Se realiza una comprobación inicial basada en la carga HL - 93 de la misma manera que se realiza el HS20. La diferencia es que el HL - 93 proporciona una verificación de detección para todos los camiones AASHTO y los vehículos de exclusión legal del estado en los Estados Unidos. Si un puente tiene una calificación superior a 1.0 para el inventario HL-93, se sabe que el puente es satisfactorio para todos los vehículos legales. Esta declaración no es cierta para la verificación del HS20 en el sistema LFR. Estas comprobaciones de carga legal se realizan utilizando las cargas legales de AASHTO y las cargas legales de cada estado. Finalmente, el LRFR proporciona el estado límite y los factores de carga en vivo. En LFR, no se incluyen las disposiciones específicas para la verificación de cargas permitidas. (Lichtenstein Consulting Engineers, 2001)

5.2 Evaluación de la capacidad resistente del Puente Pedro de Valdivia

5.2.1. Descripción del Modelo

En este apartado se expone una breve explicación acerca del modelo estructural realizado para la evaluación de la capacidad del puente. Enfocada, principalmente, en la geometría y en las hipótesis que se han considerado para llevar a cabo el cálculo estructural.

5.2.1.1. Modelo Estructural

El puente Pedro de Valdivia se ha modelado empleando un programa de elementos finitos, denominado sofistik.

Las vigas, sección cajón, que conforman el tablero del puente y los soportes de este se han modelado empleando elementos tipo viga. Mientras que las conexiones entre el tablero y los soportes se han materializado mediante elementos tipo muelle.

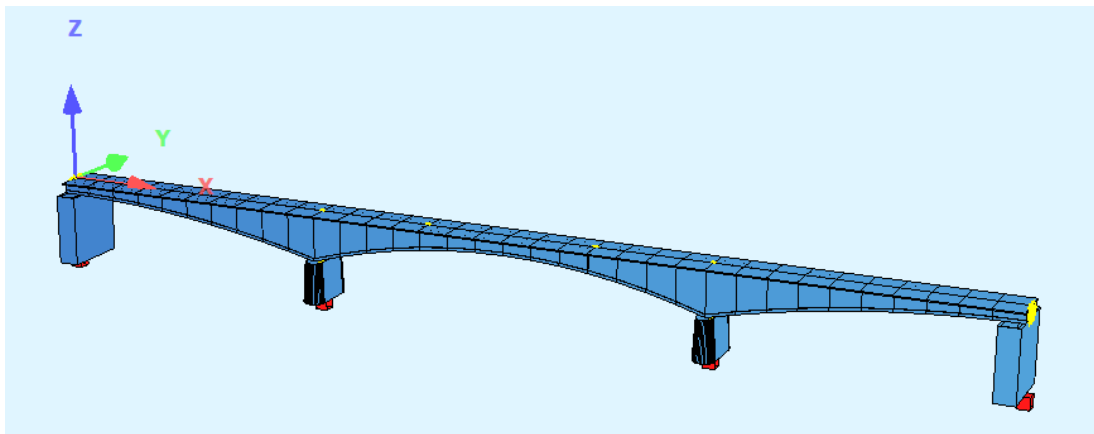


Figura 5. 7 Modelo estructural. Sofistik

En cuanto a los soportes del puente, para las pilas centrales se ha considerado una altura de 7 metros y unas condiciones de apoyo en las que se considera libre, únicamente, el giro en Y (MY). Mientras que para las pilas laterales se ha supuesto una altura de unos 12 metros, siendo éstas infinitamente rígidas en sentido transversal y deslizantes en sentido longitudinal, liberando también el giro en Y.

En relación con el esquema estructural del tramo centra suspendido entre dos rótulas, se ha supuesto que éstas no permiten desplazamiento ni horizontal ni vertical. Se ha tomado una fija, sin desplazamientos y otra que permite el desplazamiento longitudinal.

Respecto a la cimentación de los soportes, se ha considerado que las pilas se encuentran empotradas en su base por varias razones. En primer lugar, porque existe una gran incertidumbre con respecto a la geometría y propiedades de la cimentación. Y, en segundo lugar, porque al tratarse de una cimentación tipo cajón, puede considerarse rígida a efectos de deslizamientos, tal y como establece el Manual de Carreteras en el numeral 3.1003.302. Por lo que su rigidez como cimentación va a ser muy elevada, permitiendo esta consideración de empotramiento.

5.2.1.2. Secciones tipo y Refuerzos

La sección tipo del tramo estudiado del puente Pedro de Valdivia se trata de una sección cajón multicelular. Este consta de dos células en todas sus secciones salvo en las dos dovelas más próximas a las pilas centrales, donde existe una losa intermedia que divide la sección en 4 células. La altura de la sección es variable. Durante el levantamiento geométrico realizado en la inspección del puente se midieron los siguientes cantos:

- Altura en Pilas laterales: 1.93 m
- Altura en centro de luz del vano central: 2.46 m
- Altura en Pilas centrales: 7.98 m

Estos se han tomado como referencia para obtener el resto de las alturas de las secciones, suponiendo que se trata de una variación parabólica.

En cuanto a los espesores de las almas y de las losas superior e inferior se mantiene a lo largo de todas las secciones, salvo en el tramo central suspendido que varía el espesor de la losa inferior. Los espesores son los siguientes:

- La losa superior tiene 18 cm de espesor.
- Las almas tienen 25 cm de espesor.
- La losa inferior tiene 15 cm de espesor en todas las secciones, salvo en el tramo suspendido que tiene 20 cm de espesor.

En relación con el refuerzo que llevan las secciones, según la información obtenida en la auscultación, y que se ha tenido en cuenta a lo hora de ejecutar el modelo, se van a diferenciar hasta tres tipos. Siendo estos los tipos de secciones que se van a considerar para modelar al puente, variando únicamente su altura mediante una ley parabólica. Tal que:

- **Sección tipo general:** se trata de la armadura dispuesta a lo largo de todo el puente. Esta consta de $\varnothing 12/20$ en la losa superior y $\varnothing 18/30$ en la losa inferior.

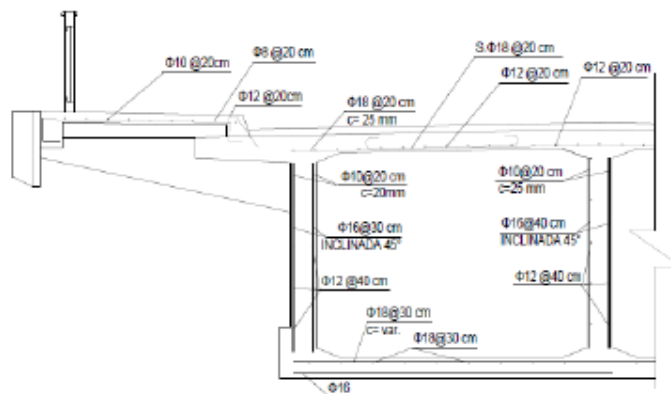


Figura 5. 8 Sección tipo vano lateral.

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

- **Sección tipo positivo:** esta se encuentra en la zona del tramo central suspendido y en la zona de mayor momento positivo de los vanos laterales. Consta de un refuerzo de $\emptyset 32/10$ en las cartelas de la losa inferior que se suma a lo descrito en la sección tipo general.

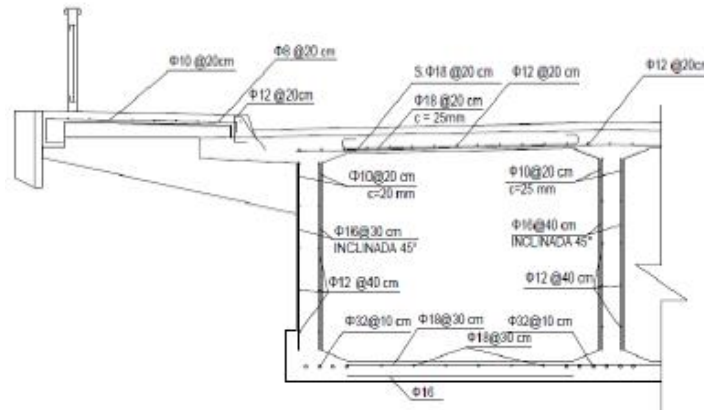


Figura 5. 9 Sección tipo positivo.

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

• **Sección tipo pila central:** esta se da únicamente en la dovela más cercana a las pilas centrales. Consta de un refuerzo de $\varnothing 32/20$ en las cartelas de la losa superior que se suma a lo descrito en la sección tipo general.

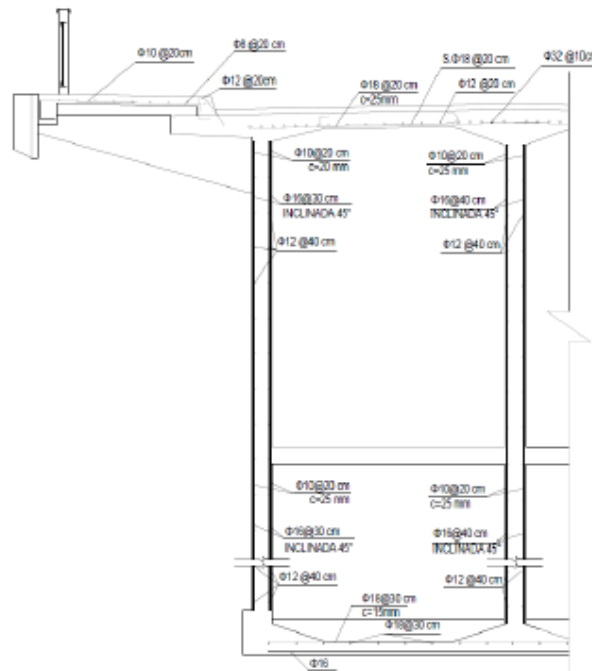


Figura 5. 10 Sección Tipo Pila (Refuerzo Negativo)

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

En cuanto a la armadura de cortante, los resultados obtenidos en la auscultación han mostrado que la armadura es constante a lo largo de todo el tablero. Se trata de $\varnothing 10/20$ verticales y $\varnothing 16/30$ inclinados 45° .

De modo que teniendo en cuenta las consideraciones anteriores de altura variable, diferencia en el número de células, espesores de losas y almas y la disposición de la armadura, el puente se ha modelado con tantas secciones como divisiones presenta el siguiente esquema. Quedando una distancia entre cada sección de 4.95 metros aproximadamente.

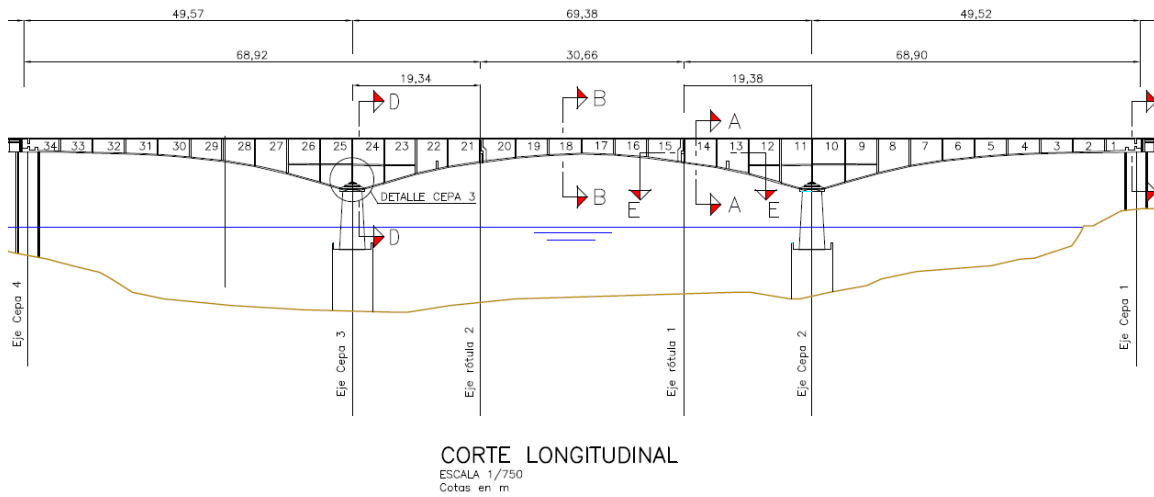


Figura 5. 11 Corte Longitudinal del puente Pedro de Valdivia.

FUENTE: Informe diagnóstico estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

Cabe mencionar que la auscultación se ha realizado desde el interior del cajón. Por lo que las armaduras medidas son las que se encuentran ubicadas en la cara interior. De modo que, para la cara exterior se ha supuesto una armadura idéntica. Es por esto por lo que en el modelo las armaduras de la cara superior e inferior, en ambas losas, son idénticas.

5.2.1.3. Materiales

La determinación de los materiales que compone el puente de estudio se ha realizado a partir de ensayos de campo. Las supuestas propiedades y las consideraciones de los principales materiales que conforman el puente, hormigón y acero, se exponen a continuación.

a) Hormigón

La característica más importante del hormigón en relación con la evaluación estructural es la resistencia a compresión simple. Para su estimación se llevaron a cabo en la inspección una serie de ensayos esclerométricos a lo largo de todo el puente. En el siguiente gráfico se muestran los resultados de resistencia obtenidos en las distintas mediciones:

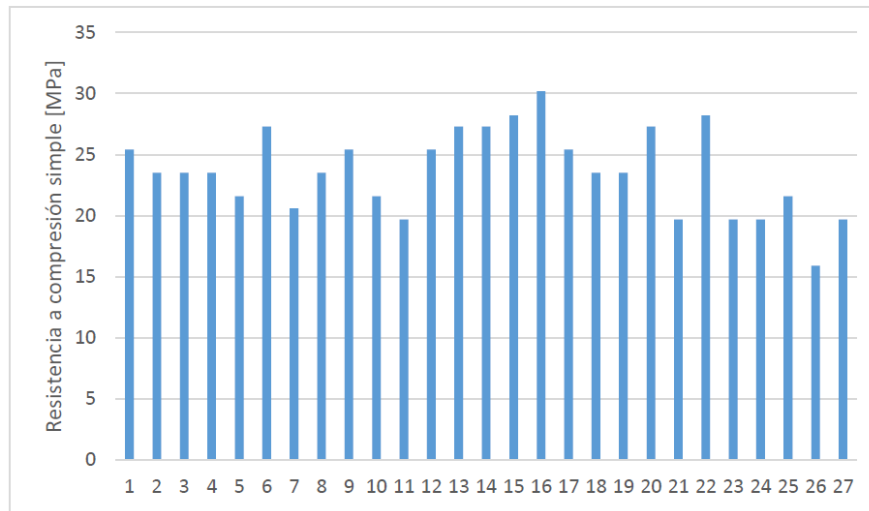


Figura 5. 12 Resultados de ensayo resistencia a compresión simple.

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

A partir de los resultados obtenidos se han analizados las diferentes resistencias siguiendo una distribución normal. Tal que:

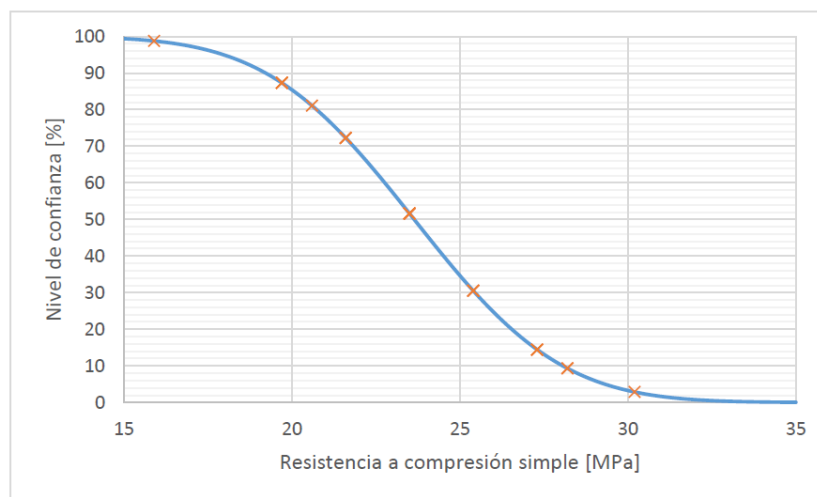


Figura 5. 13 Distribución Normal acumulada de resultados.

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

De acuerdo con la NCh 1998 se establecen 3 niveles fracción defectuosa admitida: 5%, 10% y 20%, que se corresponden con unos niveles de confianza del 95%, 90% y 80% respectivamente.

Los valores estadísticos representativos de la muestra son los que se presentan a continuación:

TABLA 14. VALORES ESTADÍSTICOS MUESTRAS DE HORMIGÓN

| | |
|-------------------|----------|
| Media | 23.6 MPa |
| Desviación | 3.45 MPa |
| Mínimo | 15.9 MPa |

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

Ahora suponiendo que se trata de una distribución normal, se tienen las siguientes resistencias para los distintos niveles de confianza:

TABLA 15. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

| Nivel de confianza | Resistencia |
|--------------------|-------------|
| 95% | 17.7 MPa |
| 90% | 19.1 MPa |
| 80% | 20.7 MPa |

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

Como se muestra en la siguiente tabla, estos valores guardan una muy buena correlación con los criterios establecidos en la NCh 1998:

TABLA 16. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN SEGÚN LA NCH 1998

| | 95% | 90% | 80% |
|-----------------------------|----------|----------|----------|
| F'c | 17.7 MPa | 19.1 MPa | 20.7 MPa |
| F_{MEDIA} | 23.6 MPa | 23.6 MPa | 23.6 MPa |
| F_{INFERIOR} | 15.5 MPa | 15.8 MPa | 14.9 MPa |

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

Cabe destacar que, como bien se ha especificado antes, el análisis estadístico se hace de diferentes probetas tomadas cada una de ellas de diferentes puntos del puente. Esto quiere decir que en realidad se tienen probetas de distintas amasadas de hormigón, y aunque todas parten de las mismas proporciones y, por lo tanto, deben tener las mismas características, pueden variar y no ser exactamente iguales. Por eso, el hecho de haber empleado una sola función de distribución para representar todos los valores de resistencia obtenidos puede que no dé resultados demasiado exactos, pero sí válidos para llevar a cabo la evaluación de la capacidad del puente.

En este caso, los resultados obtenidos con Sofistik, que se emplearán para llevar a cabo la evaluación estructural del tablero del puente, han sido calculados para un valor de resistencia a la compresión simple del hormigón de 17.7 MPa.

En el caso de las pilas, se realizó una única extracción por pila, salvo en la pila 1 donde se sacaron dos. En este caso se tomará como resistencia a compresión simple del hormigón un valor de 20 MPa.

b) Acero

En el caso del acero, que constituye las barras de refuerzo en las secciones de hormigón armado, se ha procedido siguiendo la misma metodología que para el hormigón. Siendo en este caso la propiedad más importante para tener en cuenta, en cuanto a evaluación de capacidad, la resistencia a tracción.

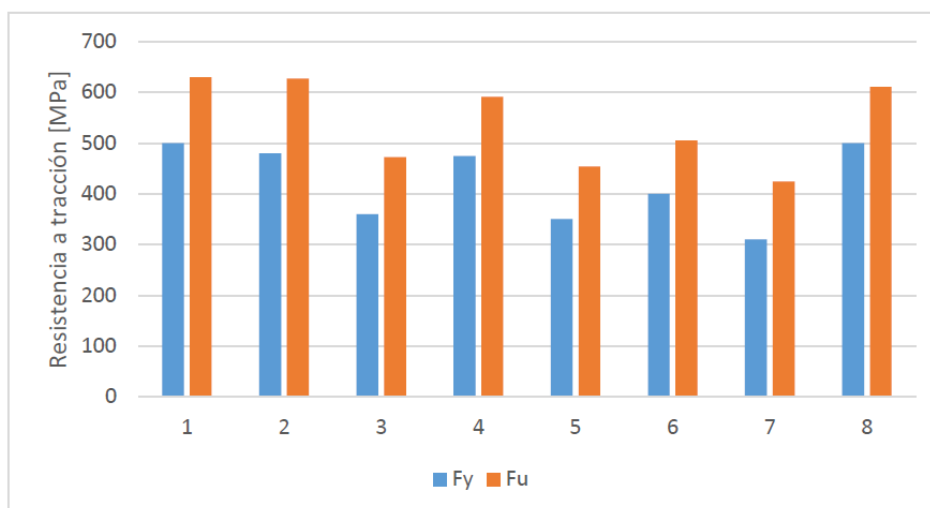


Figura 5. 14 Resultados de ensayos resistencia a tracción.

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

De modo que, a partir de los resultados obtenidos en los ensayos, se han supuesto las siguientes propiedades para cada uno de los niveles de confianza mencionados en el apartado anterior.

TABLA 17. RESISTENCIAS DEL ACERO

| | 95% | 90% | 80% |
|-------|---------|---------|---------|
| F_y | 297 MPa | 325 MPa | 358 MPa |
| F_u | 400 MPa | 431 MPa | 468 MPa |

FUENTE: Informe Estado Estructural Puente Pedro de Valdivia. Louis Berger (APIA XXI)

En este caso, los resultados obtenidos con Sofistik, que se emplearán para llevar a cabo la evaluación estructural del tablero del puente, han sido calculados para un valor de resistencia a tracción de $f_u = 424$ MPa y un límite elástico de $f_y = 310$ MPa. Estos datos han sido tomados del Informa de evaluación del estado de conservación del puente.

5.2.1.4. Hipótesis de Cargas

Como se ha podido ver en la normativa referente a la Evaluación de Puentes, para llevar a cabo un estudio de su capacidad se debe tener en cuenta, principalmente, el efecto de las cargas permanentes y vivas.

En el caso del Puente Pedro de Valdivia a la hora de realizar el análisis de la capacidad dentro de este tipo de cargas se han considerado las siguientes.

a) Cargas Permanentes

Las cargas permanentes son aquellas provocadas por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que componen el puente, es decir, todos aquellos que conservan una posición fija sobre la estructura.

De modo que, para analizar el efecto de las cargas permanentes, las cargas consideradas son:

- Peso Propio: se trata de un puente de hormigón armado, luego su densidad es de 25 KN/m³.
- Pavimento: se considera una capa de asfalto de unos 7 cm, en un ancho de 7.5 metros y con una densidad de 23 KN/m³. De modo que la carga sobre el área de la calzada será:

$$23 \frac{KN}{m^3} * 0.07 m = 1.61 \frac{KN}{m^2}$$

El ancho total de la calzada es de 10.6 metros, por lo que la carga correspondiente al pavimento por metro lineal de puente es:

$$1.61 \frac{KN}{m^2} * 7 m = 11.27 \frac{KN}{m}$$

- Servicios: se toma una carga lineal uniformemente distribuida de valor 1 KN/m.
- Aceras: se consideran unas aceras de unos 300 cm de ancho y unos 9.5 cm de espesor. De modo que para un peso de 25 KN/m³, tendremos una carga por metro lineal distribuida, por cada acera de:

$$25 \frac{KN}{m^3} * 3 m * 0.095 m = 7.3 \frac{KN}{m}$$

Debe tenerse en cuenta que existen dos aceras, luego será el doble de esa carga lineal la que se considera en los cálculos. Además de sumar una carga puntual por cada jabalcón de valor 2.9 KN.

- Barandas: se toma como una carga uniformemente distribuida de 1 KN/m cada una. De modo que la carga debida a las barandas será de 2 x 1 KN/m.

b) Cargas Vivas

Las cargas vivas comprenden tanto las cargas de tráfico, tales como los camiones estándar o tándem, y la carga del carril.

Su efecto se tiene en cuenta a lo largo de los carriles virtuales que define la norma. Según la AASHTO, un carril de diseño tiene normalmente un ancho de unos 3.6 metros, de modo que existen tantos carriles como la parte natural que se obtiene al dividir el ancho de la calzada por 3.6 metros. Tal que, si el puente tiene un ancho de calzada de 7 metros, se tiene que:

$$N^{\circ} \text{ carriles virtuales} = \frac{7 m}{3,60 m} = 1.94$$

De modo que, en el caso del puente Pedro de Valdivia se van a considerar dos carriles de 3.5 metros de ancho cada uno. Sobre estos se aplicarán las cargas, en sentido longitudinal, que se definen a continuación tal como se indica en las especificaciones de la AASHTO LRFD. Colocadas estas de tal forma que produzcan los mayores esfuerzos posibles en los elementos estructurales a considerar.

Para analizar el efecto de las cargas vivas se van a considerar dos tipos de cargas tal y como se indica en el Artículo 3.6.1.3 de la AASHTO LRFD:

- Un **camión estándar HS -20** compuesto por tres ejes, uno de 35 KN y los otros dos de 145 KN, más una carga de carril de diseño, que consiste en una carga de 9.3 KN/m, uniformemente distribuidos a lo largo de toda la longitud del carril en un ancho de 3 metros.

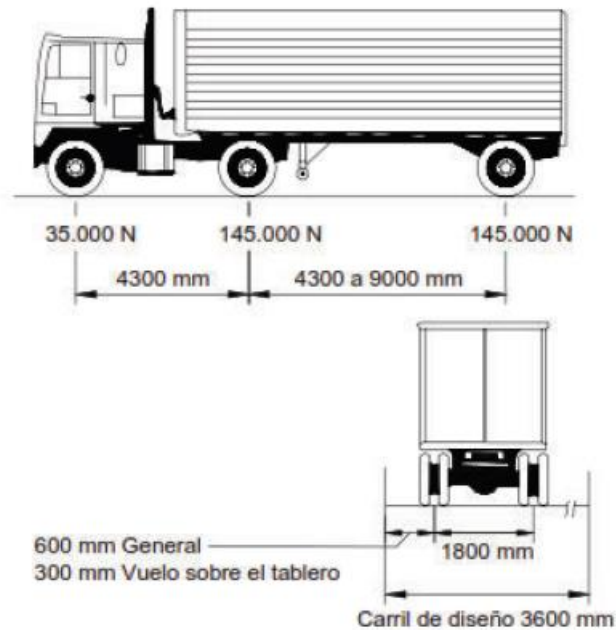


Figura 5. 15 Camión de diseño HS 20-44

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

La carga referida al camión se debe incrementar, para tener en cuenta la carga dinámica, un 33% de su valor según lo establecido en el Artículo 3.6.2 de la AASHTO LRFD.

Además, debe tenerse en cuenta que, de acuerdo con el numeral 3.1003.201 del Manual de Carreteras, el camión HS-20 se ha de mayorar un 20%.

De modo que, teniendo en cuenta esto la carga de camión aplicando tanto el factor de impacto como la mayoración por eje, será:

$$145KN * 1.2 * 1.33 = 231.42 KN$$

$$35KN * 1.2 * 1.33 = 55.86 KN$$

- Un **camión tándem de diseño**, que consiste en un par de ejes de 110 KN con una separación de 1.20 metros y una separación transversal de ruedas igual a 1.80 metros. Incluyendo, también, el carril de carga de diseño expuesto en el punto anterior.

En este caso, igual que en el anterior se debe incrementar el valor de los ejes del camión un 20 % por la mayoración que indica el Manual de Carreteras y un 33% para tener en cuenta la carga de impacto establecida por la AASHTO LRFD.

De esta forma, se tiene que cada eje tendrá un valor de:

$$110KN * 1.2 * 1.33 = 175.56KN$$

Para estudiar las cargas, a la hora de considerar varios carriles bajo el efecto de las cargas vivas de tráfico, se van a aplicar los siguientes factores de simultaneidad de acción:

TABLA 18. FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple (m) |
|-----------------------------|----------------------------------|
| 1 | 1.20 |
| 2 | 1.00 |

FUENTE: AASHTO LRFD (Tabla 3.6.1.1.2 – 1)

En el caso de la evaluación del tablero del puente Pedro de Valdivia se va a considerar que las cargas vivas están aplicadas en ambos carriles, de modo que el factor de presencia múltiple a considerar será de valor $m = 1.00$.

5.2.2 Evaluación del Tablero

5.2.2.1 Método de Evaluación

La evaluación del tablero del puente Pedro de Valdivia se ha llevado a cabo aplicando el Manual de Evaluación de Puente de la AASHTO. Más concretamente aplicando el método por factores de carga y resistencia (LRFR).

Se ha escogido esta metodología, entre otras cosas, porque permite el uso de los factores de distribución de la carga viva incluidos en la AASHTO LRFD, siempre y cuando cumplan los requisitos mínimos establecidos para su aplicación, lo que hace más sencillo el análisis estructural para las diferentes cargas vivas vehiculares.

Además, la metodología toma en cuenta la redundancia de la superestructura y el deterioro que tiene el elemento analizado en el momento de la evaluación, mediante la aplicación de un factor de condición el cual modifica la resistencia de los elementos estructurales según su deterioro. (Álvarez & Rolando Castillo, 2014)

Tal y como se ha mencionado en el apartado de normativa, este método incluye tres fases de evaluación de la capacidad, con carga de diseño, con carga legal y con carga nominal permitida. Pero en este caso de estudio del puente Pedro de Valdivia, únicamente se llevará a cabo la primera de las tres fases, es decir, la evaluación de la capacidad con carga de diseño, siendo estas cargas las cargas vivas explicadas en el apartado de hipótesis de carga.

El concepto general, aplicando el procedimiento LRFR, para evaluar la capacidad de carga viva vehicular de puentes consiste en el cálculo de un factor de capacidad de carga viva vehicular. Definido este como:

$$RF = \frac{\text{Capacidad} - \text{Efecto de la carga muerta}}{\text{Efecto de la carga viva}}$$

Este factor relaciona la capacidad de la estructura reducida por el efecto de la carga muerta, en el numerador, con el efecto que produce la carga viva vehicular sobre el elemento analizado, en el denominador.

De modo que un $RF \geq 1$ significa que la capacidad estructural del elemento reducida por el efecto de la carga muerta es mayor que el efecto generado por la carga viva vehicular analizada, luego la resistencia es satisfactoria, mientras que un $RF < 1$ implica que el elemento analizado no posee la capacidad necesaria para soportar la carga viva vehicular evaluada.

Para poder aplicar la ecuación anterior y obtener la clasificación de los elementos del puente, antes se deben seguir los siguientes pasos que permitirán obtener cada una de las variables que la conforman. Tal que:

- En primer lugar, conviene, determinar cuál es **la capacidad resistente del elemento** de estudio, empleando para ello la normativa actual. Se calculan los momentos y los cortantes resistentes en todas las secciones, siendo esto la capacidad resistente del puente. La capacidad obtenida puede ser reducida por una serie de coeficientes que dependen del estado del puente.

En el Manual de evaluación de puentes, la capacidad para el estado límite de Resistencia viene definida como:

$$C = \varphi_c \varphi_s \varphi R_n$$

donde,

φ = Factor de Resistencia LRFD (Artículo 5.5.4.2)

R_n = Resistencia nominal del elemento.

φ_c = Factor de condición

| Structural Condition of Member | φ_c |
|--------------------------------|-------------|
| Good or Satisfactory | 1.00 |
| Fair | 0.95 |
| Poor | 0.85 |

φ_s = Factor de Sistema

| Superstructure Type | φ_s |
|---|-------------|
| Welded Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges | 0.85 |
| Riveted Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges | 0.90 |
| Multiple Eyebars Members in Truss Bridges | 0.90 |
| Three-Girder Bridges with Girder Spacing 6 ft | 0.85 |
| Four-Girder Bridges with Girder Spacing ≤ 4 ft | 0.95 |
| All other Girder Bridges and Slab Bridges | 1.00 |
| Floorbeams with Spacing > 12 ft and Noncontinuous Stringers | 0.85 |
| Redundant Stringer Subsystems between Floorbeams | 1.00 |

Se debe cumplir el siguiente límite inferior: $\varphi_c \varphi_s \geq 0.85$

- A continuación, se calculan, mediante el programa de elementos finitos, los esfuerzos debidos a **las cargas permanentes** consideradas en el apartado de hipótesis de cargas.
- En cuanto a **las cargas vivas**, se pueden definir tantos tipos como se desee. El manual parte de la base de que, si un puente ha sido diseñado con una normativa antigua, como es el caso de este Puente, y se evalúa en la actualidad, lo más probable es que no cumple. Sin embargo, el puente probablemente haya estado en funcionamiento sin manifestar ningún problema a lo largo de su vida en servicio. Es por esta razón que aparecen dos niveles de evaluación, cuyo objetivo es ofrecer un resultado más ajustado a la realidad, puesto que estos indican un rango superior e inferior de fiabilidad de la estructura.

En el caso de las cargas vivas los factores que existen en función del nivel de evaluación son: 1.75 para el nivel de inventario, basado en la normal actual y el 1.35 para el nivel operativo que es un valor más realista para la carga última.

Una vez llevado a cabo lo anterior se puede aplicar la ecuación general de carga (RF, Rating Factor), obteniendo de esta forma un valor del factor de clasificación:

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}DC - \gamma_{DW}DW}{\gamma_{LL}LL}$$

donde:

RF = Factor de Clasificación

C = Capacidad Resistente

DC = Esfuerzos Permanentes de valor constante (Peso Propio, aceras y baranda)

DW = Esfuerzos Permanentes de valor variable (Pavimento y Servicios)

LL = Carga viva

γ_{DC} = Factor de carga muerta para componentes estructurales y accesorios

γ_{DW} = Factor de carga muerta para superficies de desgaste y servicio público

γ_{LL} = Factor de evaluación de carga viva

Los factores de cargas que se deben aplicar en la ecuación, en función del tipo de material de la superestructura, son los que aparecen en la siguiente tabla:

| Bridge Type | Limit State | Dead Load γ_{DC} | Dead Load γ_{DW} | Design Load | | Legal Load γ_{LL} | Permit Load γ_{LL} |
|--|-------------|----------------------------|----------------------------|---------------|---------------|-----------------------------|------------------------------|
| | | | | Inventory | Operating | | |
| | | | | γ_{LL} | γ_{LL} | | |
| Steel | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.25 | 1.50 | - | - | - | ** |
| | Service II | 1.00 | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.30 | 1.00 |
| | Fatigue | 0.00 | 0.00 | 0.75 | - | - | - |
| Reinforced Concrete | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.25 | 1.50 | - | - | - | ** |
| | Service I | 1.00 | 1.00 | - | - | - | - |
| Prestressed Concrete | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.00 | 1.00 | - | - | - | ** |
| | Service III | 1.00 | 1.00 | 0.80 | - | 1.00 | - |
| | Service I | 1.00 | 1.00 | - | - | - | 1.00 |
| Wood | Strength I | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 1.35 | * | - |
| | Strength II | 1.25 | 1.50 | - | - | - | ** |
| * Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1 | | | | | | | |
| ** Tables 6A.4.5.4.2a-1 | | | | | | | |

En el caso del Puente Pedro de Valdivia, al tratarse una sección de hormigón armado, tan sólo se va a evaluar para Strength I. Se trata de una combinación de cargas básicas, como son las cargas muertas, junto con las cargas vehiculares normales del puente, sin considerar el viento.

5.2.2.2 Evaluación a Momento Flector

En cuanto a la evaluación del tablero a momento flector, teniendo en cuenta los pasos expuestos en el apartado de metodología, lo primero que se debe calcular es el momento resistente de cada una de las secciones que constituyen el modelo.

En este caso se obtiene directamente el momento de diseño, que según la LRFD viene definido como:

$$M_d = \varphi M_n$$

Siendo φ el factor de reducción de la resistencia y M_n el momento de resistencia nominal de la sección. Para el caso del momento flector, según la ACI - 318S -14, el factor de reducción es $\varphi = 1$.

Para hallar el momento de diseño se ha empleado el programa de elementos finitos Sofistik. De modo que los resultados obtenidos para cada una de las secciones, que se han empleado para modelar el puente, son los que se pueden observar en la siguiente gráfica:

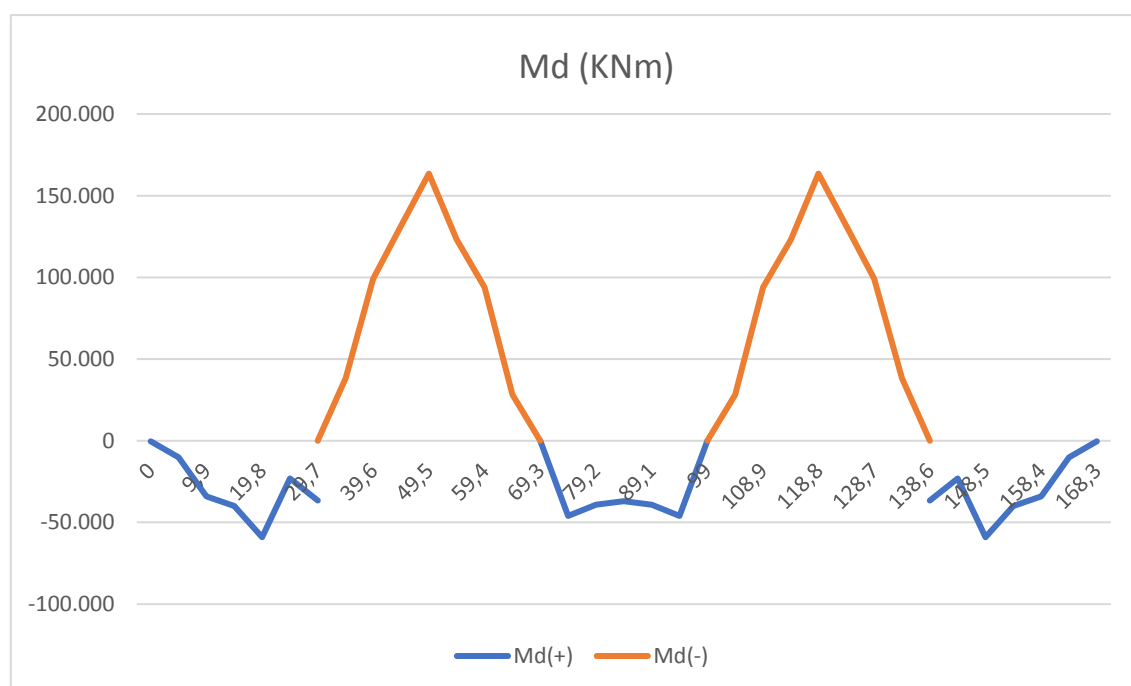


Figura 5. 16 Momentos Resistentes de las secciones

En la gráfica anterior se puede observar que las secciones con mayor resistencia son las secciones de las pilas centrales, situadas a 49.5 m y a 118.8 m. Esto es debido al refuerzo adicional de armadura que llevan en la losa superior para resistir los máximos momentos negativos que se generan, además de porque son las secciones con mayor altura de todo el puente lo que significa que son las que mayor brazo mecánico presentan (d).

Las secciones con mayor resistencia a momento positivo se encuentran en el centro de los vanos laterales, puesto que estas presentan un refuerzo adicional de armadura en la losa inferior para resistir los máximos momentos positivos que se generan ahí, al igual que ocurre en el centro del vano central suspendido.

Por último, mencionar el cambio brusco de resistencia que se puede apreciar en los vanos extremos, entre las secciones 5, 6 y 7 situadas a 19.8 m, 24.75 m y 29.7, respectivamente. El mayor momento resistente corresponde a la sección 5, que como se ha comentado en el párrafo anterior lleva refuerzo de armadura en la losa superior para soportar el máximo momento positivo; luego se produce una importante disminución de la resistencia en la sección 6, ya que no lleva armadura de refuerzo y por último vuelve a aumentar la resistencia en la sección 7, porque aunque la armadura de ésta es igual que la que contiene la sección 6 su altura es mayor, por lo tanto posee un mayor brazo mecánico (d). Relacionado este con el momento resistente de las secciones de forma directamente proporcional, tal que a mayor brazo mecánico mayor momento resistente.

Ahora, conocido el momento resistente para cada sección y los momentos debidos a las cargas muertas se ha calculado el factor de utilización de cada una de las secciones. De esta forma se puede ver qué secciones, con la cantidad de armadura que se ha considerado que contiene, es capaz de resistir sin problema las cargas permanentes, sin introducir las cargas vivas de tráfico.

Figura 5. 17 Momentos Flectores de las Cargas Muertas, DC

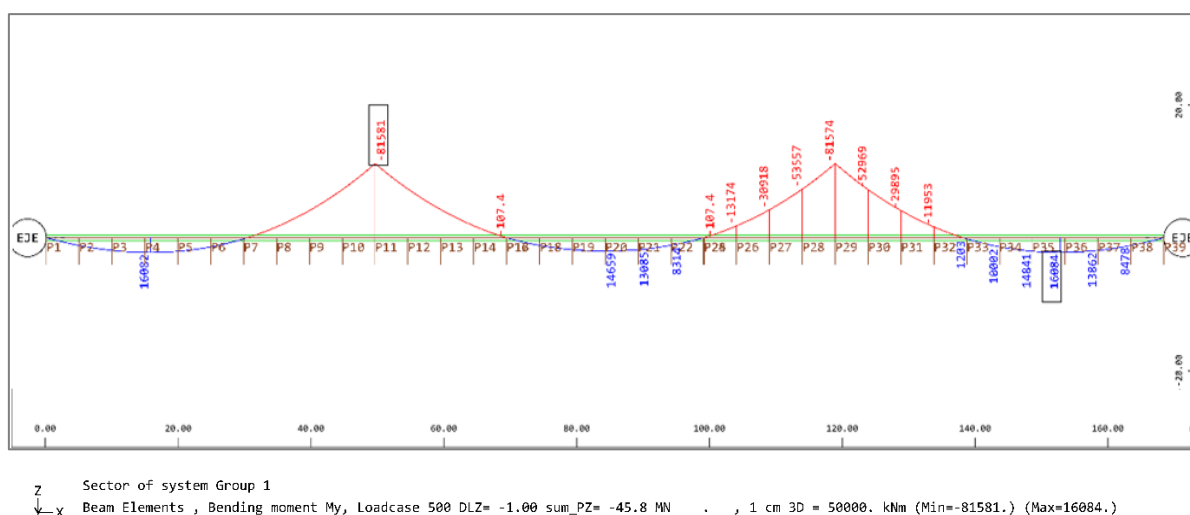
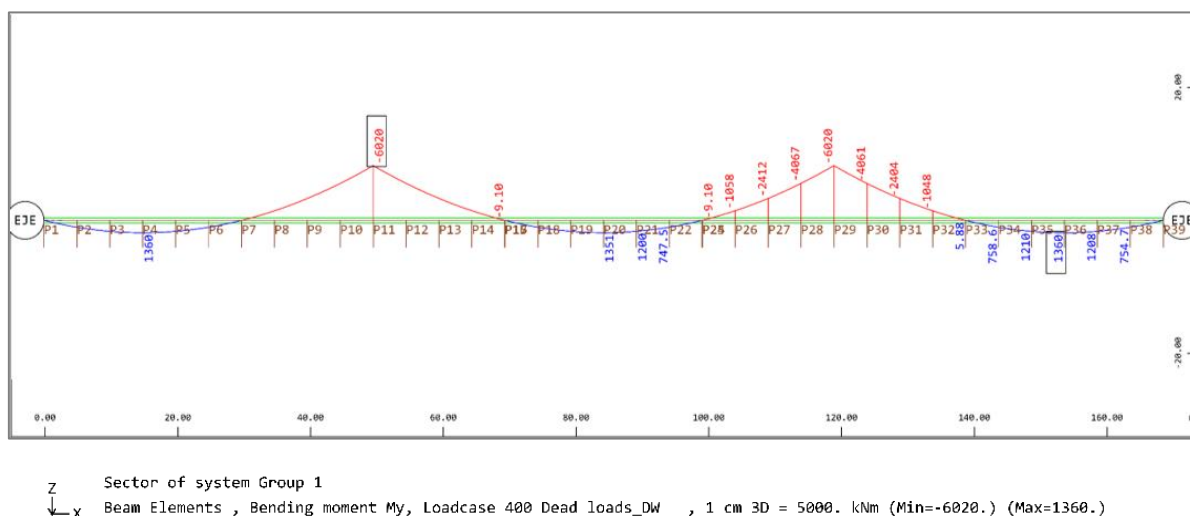


Figura 5. 18 Momentos Flectores de las Cargas Muertas, DW



De modo que para la suma de todas las cargas muertas a las que se encuentra sometido el puente, el factor de utilización que presenta cada sección en relación con la resistencia que tiene es la que aparece representada en la siguiente gráfica:

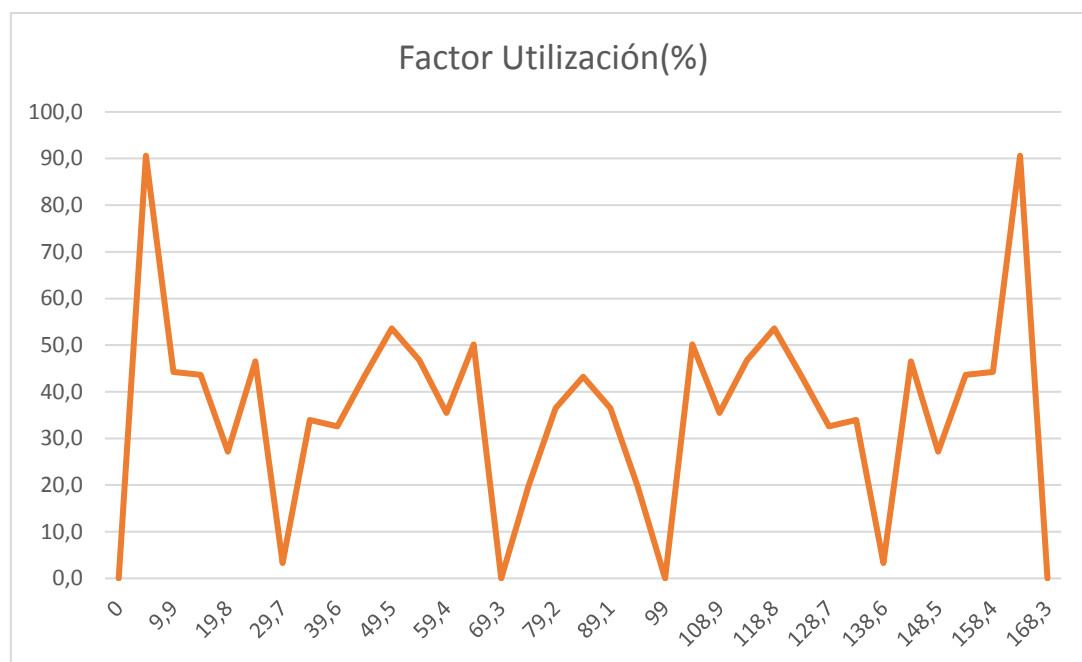


Figura 5. 19 Factor de utilización de las secciones carga muertas

Como se puede observar en el gráfico la sección 2 situada a 4.95 metros del inicio del puente y a 163,35 metros, supera el 90% de su utilización sólo con el efecto de las cargas muertas. La razón por la que existe tanta diferencia con respecto a las secciones 3 y 4 que se encuentran próximas y son iguales a ésta, salvo por la variación de altura, es porque estas dos últimas secciones presentan un refuerzo de armadura en la losa inferior que les permite soportar mejor el M (+) próximo al máximo que se genera ahí y la sección 2 no.

La sección con menor factor de utilización es la sección 7 situada a 29.7 m del inicio del puente y a 138.6 m. Esto es así porque a pesar de ser una sección sin refuerzo, tiene una altura considerable que hace que tenga un momento resistente elevado y además se encuentra muy próxima al momento nulo, luego el momento debido a las cargas muertas a la que se encuentra sometido es reducido.

El resto de las secciones quedan por debajo del 50 % de su utilización, teniendo en cuenta que se alcanza el 0% en las posiciones donde se encuentran las rotulas que generan la viga Gerber en el tramo central.

Una vez comprobada la resistencia de las secciones frente a las cargas muertas mediante el cálculo del factor de utilización, se ha procedido a calcular el factor de clasificación considerando también las cargas vivas de tráfico. Para ello se deben aplicar una serie de factor tanto a las cargas como a la capacidad resistente de cada sección. En el caso del puente Pedro de Valdivia con sección cajón de hormigón armado únicamente se evalúa para Strength I, sin considerar el viento.

Los factores que se han aplicado, teniendo en cuenta que la evaluación se hace para la primera fase del método LRFR (evaluación de la capacidad con cargas de diseño) que se divide a su vez en dos niveles, de inventario y de operación, son los que aparecen en la siguiente tabla.

TABLA 19. FACTORES EMPLEADOS PARA EL CÁLCULO RF

| | |
|-----------------------------|----------------------------------|
| Capacidad Resistente | $\varphi_c \varphi_s = 0.85$ |
| Dead Load | $\gamma_{DC} = 1.25$ |
| | $\gamma_{DW} = 1.50$ |
| Live load | Inventario, $\gamma_{LL} = 1.75$ |
| | Operativo, $\gamma_{LL} = 1.35$ |

Las cargas vivas que se han empleado para evaluar el puente Pedro de Valdivia son las expuestas en el apartado de hipótesis de carga, cuya envolvente de momentos flectores positivos y negativos para cada caso de carga son los que se presentan a continuación.

Figura 5. 20 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, HL-93

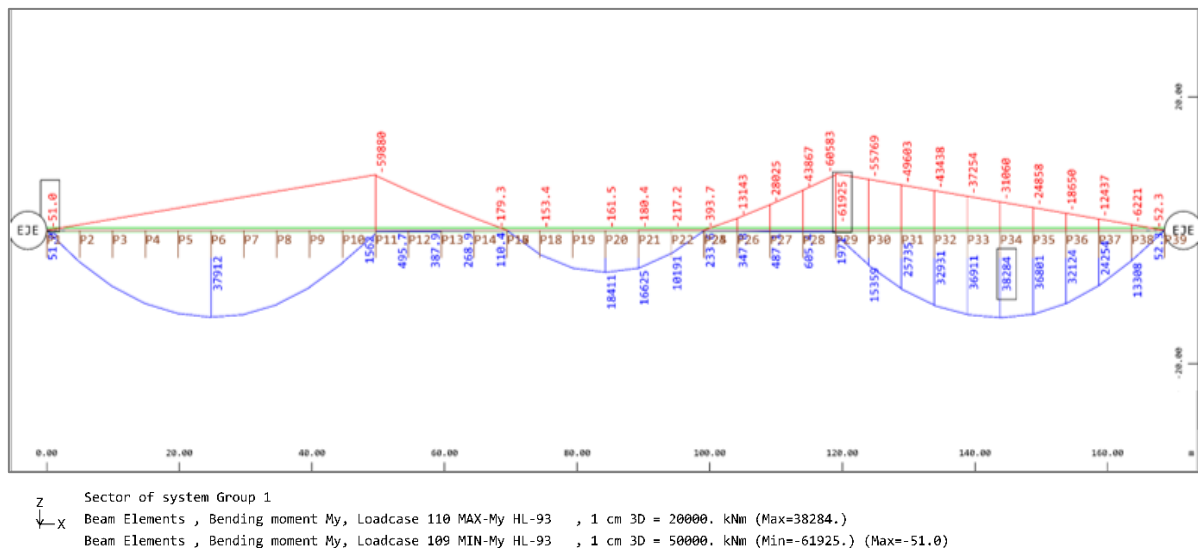
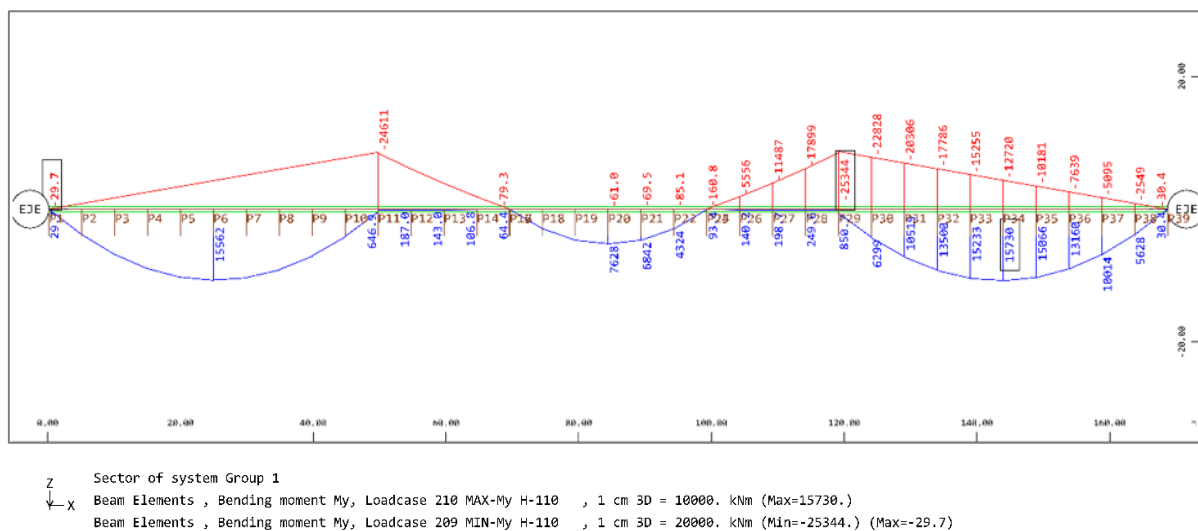


Figura 5. 21 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, H-110



De modo que conocidos los esfuerzos de flexión que generan tanto las cargas vivas como las cargas muertas y aplicando los correspondientes factores a cada una de ellas, se han obtenido los siguientes valores de capacidad de carga. Como se ha supuesto el puente simétrico, únicamente se plasman los resultados obtenidos de RF para la sección de la primera mitad del puente.

TABLA 20. EVALUACIÓN MOMENTO FLECTOR, RATING FACTOR(RF)

| Sección | Posición(m) | RF HL-93 INV | RF HL-93 OP | RF HL-110 INV | RF HL-110 INV |
|----------------------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------------|
| 1 Sec Extr | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 Sec Extr | 4,95 | -0,13 | -0,16 | -0,31 | -0,41 |
| 3 Sec Extr | 9,9 | 0,23 | 0,30 | 0,56 | 0,73 |
| 4 Sec Extr | 14,85 | 0,21 | 0,27 | 0,52 | 0,67 |
| 5 Sec Extr | 19,8 | 0,47 | 0,61 | 1,14 | 1,47 |
| 6 Sec Extr | 24,7 | 0,09 | 0,12 | 0,22 | 0,29 |
| 7 Sec Extr | 29,7 | 0,46 | 0,60 | 1,12 | 1,45 |
| 8 Sec Extr | 34,65 | 0,22 | 0,28 | 0,52 | 0,68 |
| 9 Sec Pila | 39,6 | 0,51 | 0,66 | 1,24 | 1,60 |
| 10 Sec Pila | 44,55 | 0,41 | 0,53 | 1,00 | 1,30 |
| 11 Sec PILA | 49,5 | 0,26 | 0,34 | 0,64 | 0,83 |
| 12 Sec Pila | 54,45 | 0,42 | 0,54 | 1,02 | 1,32 |
| 13 Sec Pila | 59,4 | 0,77 | 0,99 | 1,89 | 2,46 |
| 14 Sec Extr | 64,35 | 0,25 | 0,33 | 0,63 | 0,82 |
| 16 ROTULA | 69,3 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 17 Sec Centro | 74,25 | 1,49 | 1,94 | 3,70 | 4,80 |
| 18 Sec Centro | 79,2 | 0,52 | 0,68 | 1,27 | 1,65 |
| 19 Sec CENTRO | 84,15 | 0,35 | 0,45 | 0,84 | 1,09 |

En relación con los resultados que se han obtenido del factor de capacidad, se puede mencionar el valor obtenido para la sección 2, situada en el vano extremo a 4.95 metros. Este es negativo, lo cual tiene sentido con respecto a los resultados obtenidos del factor de utilización ya que esta sección casi no era capaz de soportar los efectos debidos a las cargas muertas. Lo más probable es que exista un refuerzo adicional que contribuya a la resistencia de la sección a momento positivo que se genera en la zona centro del vano extremo, próximo a ésta.

Por lo tanto, de acuerdo con los resultados que contiene la tabla 5.20 donde se plasman los valores del rating factor de las secciones más representativas, se podría decir que la resistencia de la sección en el centro del vano extremo es la más crítica de entre todas las secciones, seguida ésta de la resistencia de la sección de Pila. Lo cual tiene sentido puesto que ambas están sometidas a los máximos momentos, tanto positivo como negativo, respectivamente.

TABLA 21. SECCIONES REPRESENTATIVAS, RATING FACTOR(RF)

| Sección | Vano Lateral | +10 m Pila | PILA | -10 m Pila | CENTRO |
|---|---------------------|-------------------|-------------|-------------------|---------------|
| $M_d \varphi_c \varphi_s$ | 33.910 | -84.340 | -138.991 | -79.858 | 31.490 |
| $\gamma_{DC} M_{DC}$ | 20.051 | -37.377 | -101.976 | -38.604 | 18.323 |
| $\gamma_{DW} M_{DW}$ | 2.040 | -3.606 | -9.030 | -3.614 | 2.026 |
| $M_{HL-93 INV}$ | 56.194 | -85.081 | -106.204 | -49.071 | 32.092 |
| $M_{HL-93 OP}$ | 43.350 | -65.634 | -81.929 | -37.855 | 24.757 |
| $M_{H-110 INV}$ | 22.917 | -35.046 | -43.734 | -19.868 | 13.277 |
| $M_{H-110 OP}$ | 17.679 | -27.035 | -33.737 | -15.327 | 10.242 |
| $RF_{HL-93 INV}$ | 0,21 | 0,51 | 0,26 | 0,77 | 0,35 |
| $RF_{HL-93 OP}$ | 0,27 | 0,66 | 0,34 | 0,99 | 0,45 |
| $RF_{HL-110 INV}$ | 0,52 | 1,24 | 0,64 | 1,89 | 0,84 |
| $RF_{HL-110 OP}$ | 0,67 | 1,60 | 0,83 | 2,46 | 1,09 |

5.2.2.4 Evaluación a Cortante

Para la evaluación del tablero a Cortante, igual que para el momento, lo primero que se debe hacer es obtener el valor del cortante resistente. Tal que el cortante de diseño será:

$$V_d = \phi V_n$$

Donde ϕ es el factor de reducción de la resistencia y V_n el cortante de resistencia nominal de la sección. Para el cortante, según la ACI - 318S -14, el factor de reducción es $\phi = 0.8$.

En este caso se ha optado por calcular el cortante resistente (V_n) siguiendo lo que dicta la norma ACI - 318S. Tal que, según esta norma, la resistencia nominal a cortante para una sección en una dirección se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s$$

Siendo,

V_c : Resistencia a cortante proporcionada por el hormigón.

V_s : Resistencia a cortante proporcionada por la armadura transversal de cortante.

Para secciones no pretensadas y sin axil, el valor de V_c , se debe calcular de acuerdo con el apartado 22.5.5 de la norma ACI - 318S. Luego:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$$

Siendo,

λ : Factor de modificación (Tabla 19.2.4.2). Se tomará un valor de $\lambda = 1$, para un hormigón de peso norma

f'_c : Resistencia del Hormigón, con un valor de 17.7 Mpa

b_w : Ancho de alma (mm)

d : Canto útil de la sección referida a la armadura longitudinal de flexión (mm)

Mientras que el valor de la resistencia a cortante proporcionado por la armadura transversal a cortante se debe calcular aplicando lo que se indica en el apartado 22.5.10 de la norma ACI - 318S. De modo que:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s}$$

Siendo,

A_v : Área efectiva de la armadura de cortante dentro del espaciamiento s (mm²)

f_{yt} : Resistencia a Tracción del acero, con un valor de 310 MPa

α : ángulo entre la armadura de tracción y el eje longitudinal de la sección

d : Canto útil de la sección referida a la armadura longitudinal de flexión (mm)

s : espaciamiento medido en la dirección paralela al eje longitudinal del refuerzo (mm)

Para llevar a cabo este cálculo debe tenerse en cuenta la cantidad de armadura transversal (A_v) que contiene cada una de las secciones. Se tomará la misma armadura para todas ellas, sin tener en cuenta las barras de $\emptyset 32$ inclinada 45° ya que éstas, supuestamente, se pusieron para facilitar la construcción del puente y no para soportar el cortante una vez que el puente estuviese en servicio.

Como ya se ha especificado en el apartado de “Secciones tipo y refuerzos” la armadura transversal que contiene las secciones para resistir el cortante, en sus almas, es:

- Almas Laterales: Ø 16/30 cm, inclinadas 45° y Ø 10/20 cm.
- Alma central: Ø 16/40 cm, inclinadas 45° y Ø 10/20 cm.

Tal que los resultados obtenidos en relación con el cortante de diseño (V_d) son los valores que aparecen representados en el siguiente gráfico.

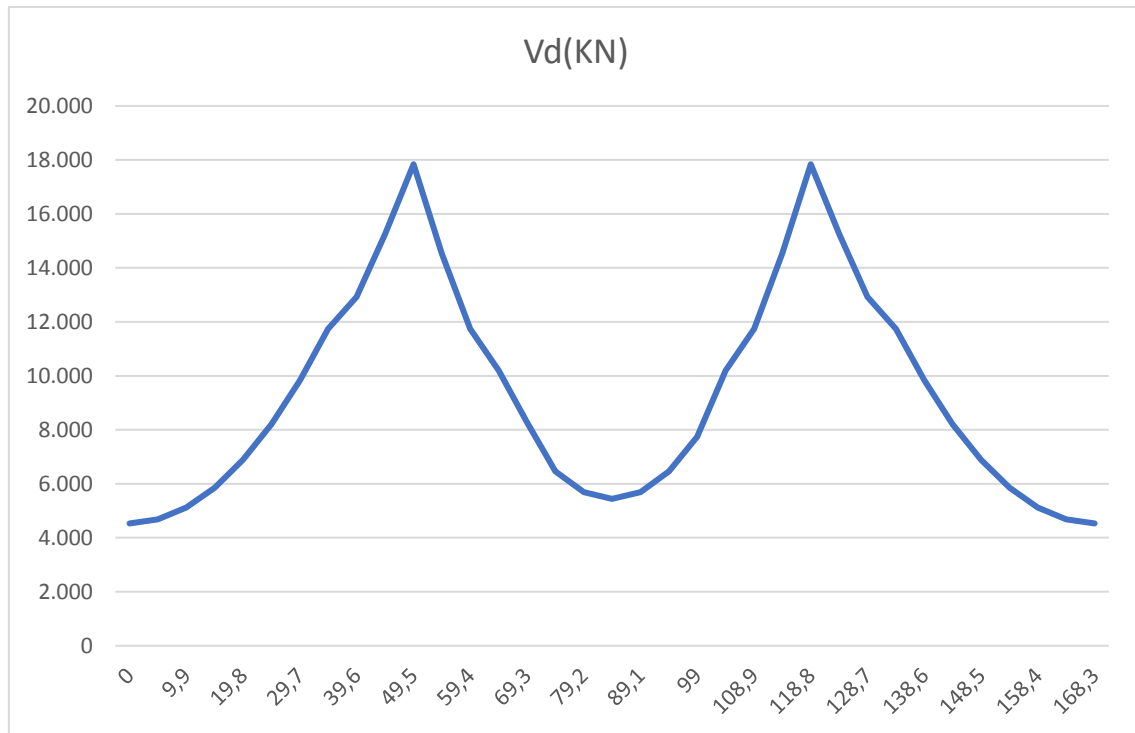


Figura 5. 22 Cortantes Resistentes de las secciones

Como se puede apreciar en la gráfica, las secciones con mayor resistencia a cortante son las secciones de los apoyos centrales, mientras que la mínima resistencia a cortante se da en las secciones de las pilas exteriores. Esto es así porque al tener todas las secciones la misma cantidad de armadura, el valor del cortante resistente pasa a depender principalmente del canto útil de éstas (d). De modo que cuanto mayor es el canto útil, mayor es la resistencia a cortante de la sección. Y efectivamente, las secciones de los apoyos centrales son las que tienen mayor canto, mientras que las secciones de las pilas exteriores son las de menor altura.

Una vez conocida la resistencia a cortante de cada una de las secciones que se han empleado para modelar el puente, se calcula, empleando Sofistik, el valor del cortante para los diferentes tipos de cargas muertas que se han descrito en el apartado de hipótesis de cargas.

Figura 5. 23 Cortantes de las Cargas Muertas, DC

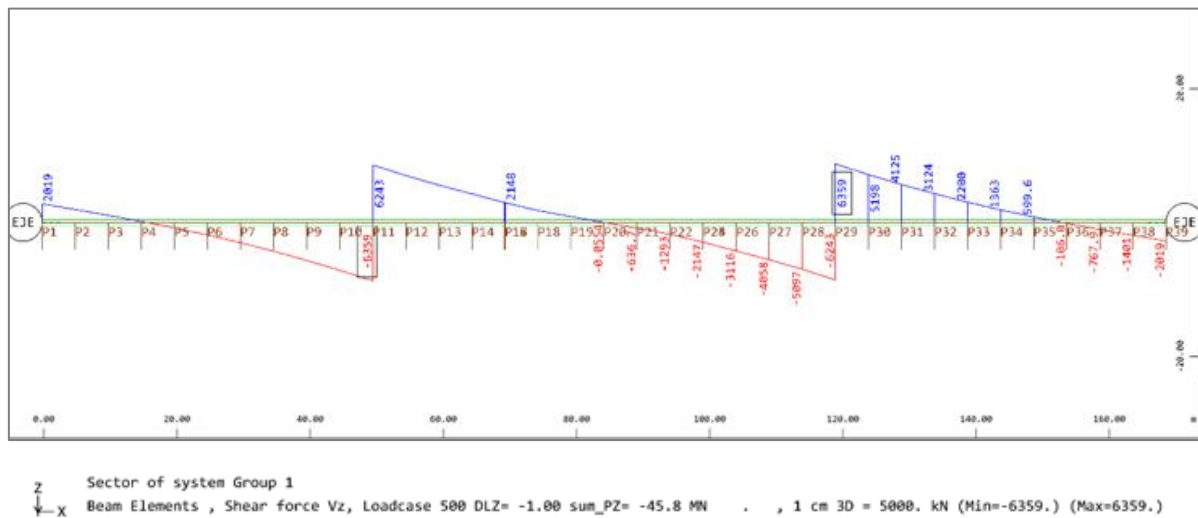
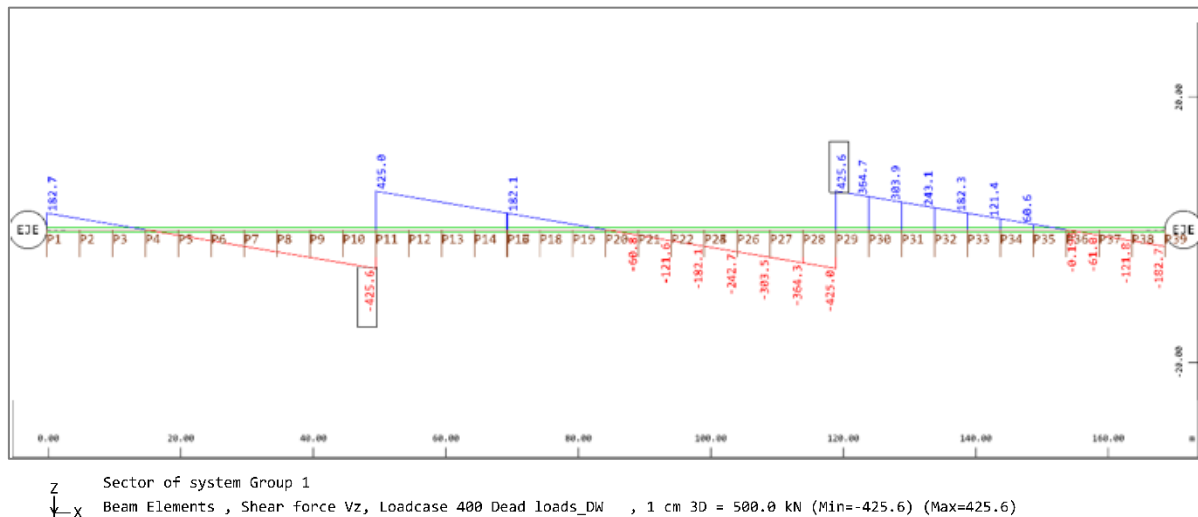


Figura 5. 24 Cortantes de las Cargas Muertas, DW



En cuanto a las cargas vehiculares los valores de cortante que se han obtenido con Sofistik, son los siguientes:

Figura 5. 25 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, HL-93

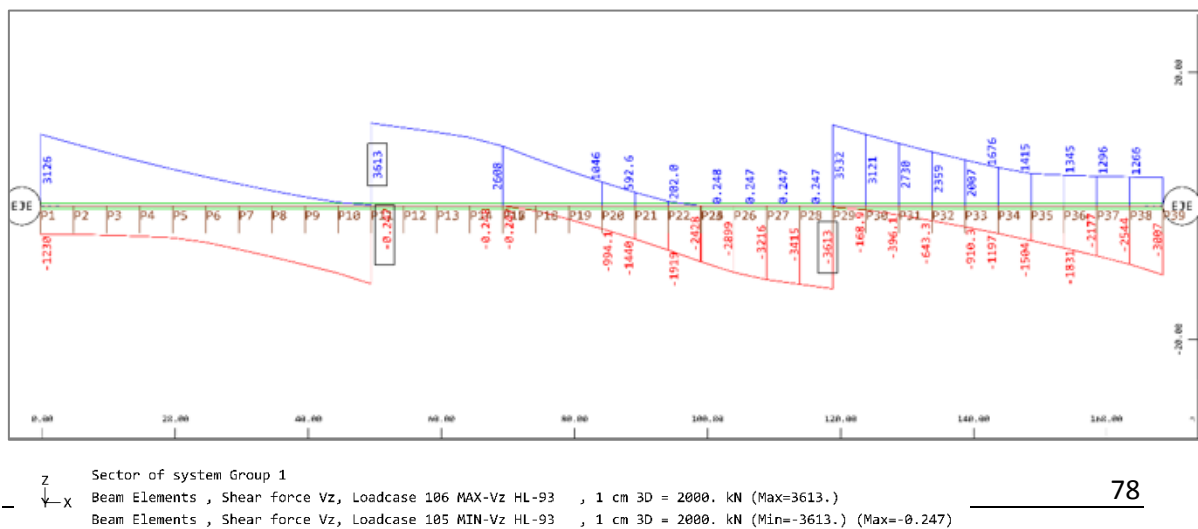
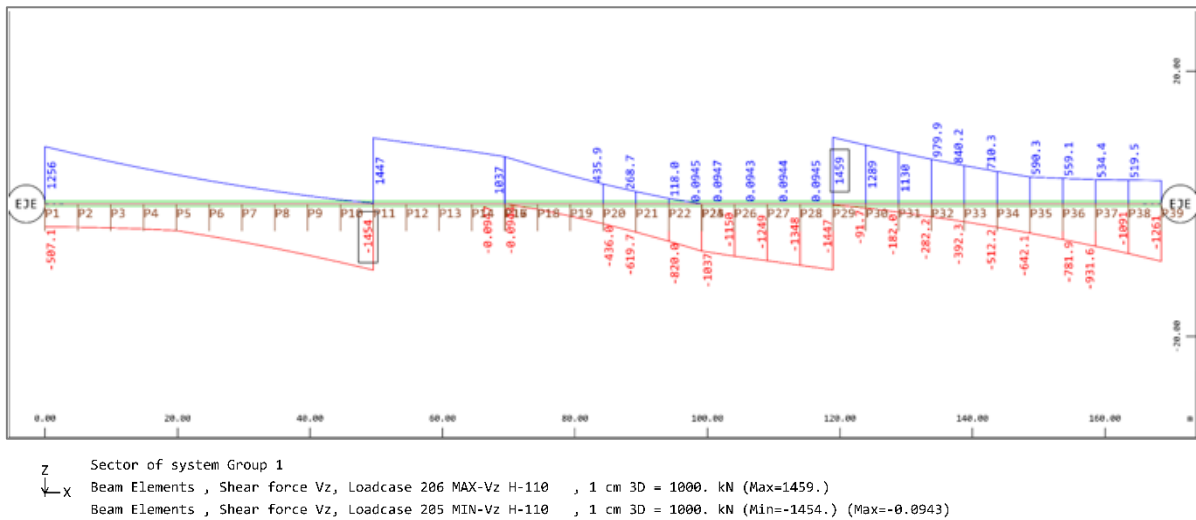


Figura 5. 26 Momentos Flectores de las Cargas Vivas, H110



Realizando una comparación gráfica entre las resistencias nominales que presentan las secciones a cortante y la envolvente de cortantes debida a las cargas vivas se obtiene el siguiente resultado:

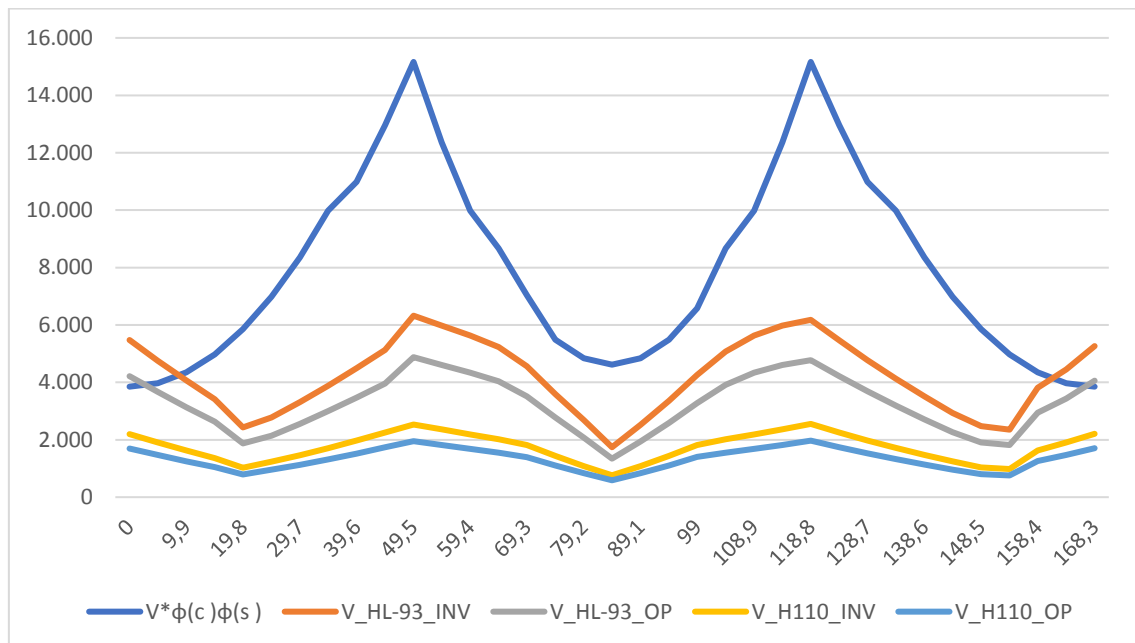


Figura 5. 27 Cortantes resistente y envolvente de cargas vivas

En el gráfico se puede apreciar como el cortante resistente de la sección de las pilas exteriores es superado por el cortante generado para el caso de carga HL-93, en el nivel de inventario. Es por esta razón por la que, aunque se ha calculado el valor de RF para todas las secciones, es importante fijarse en el valor obtenido para la sección de las pilas exteriores.

De modo que, en relación con el factor de carga (RF), teniendo en cuenta los cortantes generados por las diferentes cargas que se han considerado en la evaluación del puente y aplicando los factores definidos en la tabla 5.18 del apartado anterior tanto a las cargas como a la capacidad resistente de las secciones, los resultados obtenidos son los plasmados en la tabla 5.21.

TABLA 22. EVALUACIÓN CORTANTE, RATING FACTOR (RF)

| Sección | Posición(m) | RF _{HL-93 INV} | RF _{HL-93 OP} | RF _{HL-110 INV} | RF _{HL-110 INV} |
|----------------------|-------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 Sec Extr | 0 | 0,32 | 0,41 | 0,79 | 1,02 |
| 2 Sec Extr | 4,95 | 0,58 | 0,75 | 1,44 | 1,87 |
| 3 Sec Extr | 9,9 | 1,00 | 1,30 | 2,51 | 3,25 |
| 4 Sec Extr | 14,85 | 1,68 | 2,17 | 4,21 | 5,45 |
| 5 Sec Extr | 19,8 | 2,49 | 3,22 | 5,89 | 7,64 |
| 6 Sec Extr | 24,7 | 2,28 | 2,95 | 5,12 | 6,64 |
| 7 Sec Extr | 29,7 | 2,05 | 2,66 | 4,65 | 6,03 |
| 8 Sec Extr | 34,65 | 1,92 | 2,49 | 4,38 | 5,67 |
| 9 Sec Pila | 39,6 | 1,63 | 2,11 | 3,72 | 4,82 |
| 10 Sec Pila | 44,55 | 1,60 | 2,07 | 3,65 | 4,73 |
| 11 Sec PILA | 49,5 | 1,49 | 1,93 | 3,71 | 4,81 |
| 12 Sec Pila | 54,45 | 1,28 | 1,65 | 3,23 | 4,19 |
| 13 Sec Pila | 59,4 | 1,10 | 1,43 | 2,84 | 3,69 |
| 14 Sec Extr | 64,35 | 1,14 | 1,47 | 2,95 | 3,83 |
| 16 ROTULA | 69,3 | 1,17 | 1,52 | 2,94 | 3,81 |
| 17 Sec Centro | 74,25 | 1,30 | 1,68 | 3,25 | 4,21 |
| 18 Sec Centro | 79,2 | 1,79 | 2,32 | 4,43 | 5,75 |
| 19 Sec CENTRO | 84,15 | 3,12 | 4,05 | 7,13 | 9,24 |

La resistencia crítica para el caso de la evaluación a cortante, como era de esperar, se da en la sección 1 ubicada en las pilas extremas. De modo que, como se puede observar tanto en los valores de RF como en el gráfico de la figura 5.28, todo el puente cumple con la resistencia a cortante salvo esa sección, lo que quiere decir que probablemente en la sección 1 exista un refuerzo adicional que no se ha tenido en cuenta.

6. Conclusiones

En la presente tesis se ha considerado que el puente Pedro de Valdivia, proyectado por el ingeniero Federico Wiese Isense, presenta unas características muy similares a otros puentes estudiados, como son: el puente sobre el río Peixe, en Brasil; el puente sobre el río Leyes, en Argentina; y el puente Calle – Calle, proyectado también por Federico Wiese. Todo ellos son anteriores al puente Pedro de Valdivia, que data de 1954.

Las principales similitudes que se han encontrado entre estos puentes, en relación con el puente de estudio, han sido la longitud de sus vanos, el tipo de sección, el material empleado, el concepto de viga Gerber y el método constructivo de avance en voladizo, aunque este no fue completamente en voladizo ya que se emplearon apoyos adicionales durante la construcción.

En cuanto a su estado de conservación, tras revisar los diferentes tipos de ensayos no destructivos que se pueden realizar sobre puentes de hormigón armado y estudiar el informe de evaluación de dicho puente, que ya existía, se ha sabido que el principal problema que presenta el puente y que podría afectar a su vida útil es la carbonatación. Se ha observado que existe un avance importante de la carbonatación a lo largo de todo el puente, zonas incluso en las que la carbonatación ha llegado hasta la armadura. Se estima que en unos 20 años el frente de carbonatación llegará a la armadura en la mayor parte del puente, lo que hará necesaria una intervención mayor para extender la vida útil.

La mayoría de los daños y/o defectos, observados durante la inspección visual del puente, son generados por la evidente falta de obras de mantenimiento regulares, pero que tienen menor efecto sobre su conservación.

En relación con los resultados obtenidos en la evaluación de la capacidad del tablero, de acuerdo con la AASHTO LRFR y para las cargas vivas HL-93 y un camión tándem de diseño con un par de ejes de 110 KN, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- En la evaluación de la resistencia a momento flector, centrado el estudio en las secciones más representativas que aparecen en la tabla 5.20, se han obtenido unos valores de RF que quedan por encima de 0.50, salvo en la sección más crítica situada en la zona central del vano lateral. De acuerdo con la AASHTO LRFR, se podría decirse que no se puede asegurar la resistencia del puente a momento flector en las secciones más representativas.
- La resistencia del puente a cortante, por lo general, es suficiente para todas las secciones del puente, existiendo margen para una mayor carga. Salvo en el caso de la sección 1 ubicada en las pilas exteriores, cuya resistencia a cortante es superada por la carga viva HL-93, para los dos niveles de estudio, inventario y operativo.

7. Bibliografía

- AASHTO. (2011). *The Manual For Bridge Evaluation*.
- Álvarez, L. G., & Rolando Castillo, L. G. (2014). *Evaluación de la Capacidad de carga viva vehicular de puente en Costa Rica*. San Jose, Cosata Rica: Congreso de Ingeniería Civil, cic 2014.
- American Association of State Highway and Transportation. (2014). *LRFD Bridge Design Specifications*. AASHTO.
- Boyd, A. (2005). *Nondestructive Testing for Advanced Monitoring and Evaluation of Damage on Concrete Materials*.
- Braun, C. (1996). *Arquitectos Europeos y Buenos Aires 1860/1940*. Buenos Aires: Fundación TIAU.
- Dámazo, J. (2006). *Pruebas no destructivas del concreto las estructuras no son eternas*. . Construcción y tecnología.
- Donzère - Modragon Canal Bridge. (2013). *Structurae*.
- Fernández, J. (2014). *Jornadas Técnicas, Ensayos y pruebas para la caracterización del hormigón y el acero*.
- FONTAINES SUR - SAÔNE. (2018).
- Germann, I. (2014). *NDT Systems, Bridging NDT theory and practice*. Catálogo NDT 2014.
- Germann, I. (2015). *Chloride penetration in concreto, short overview and available instruments*.
- H. Toutanji, D. W. (n.d.). Detailed Comparison between ASR/LFR and LRFR for Reinforced Concrete Highway Bridges. *Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alabama in Huntsville*.
- Institute, A. C. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. American Concrete Institute.
- Lichtenstein Consulting Engineers, I. a. (2001). *Manual for Condition Evaluation and Load Rating of Highway Bridge Using Load and Resistance Factor Philosophy*.
- Luiz, É. (2012). Queda da ponte Emílio Baumgart completa 29 anos.
- Montagne, L. (2017). Travaux sur le pont du Veurdre. *La Montagne*.
- Moulins. (2012). Le pont du Veurdre : des histoires de béton armé et d'armée. *La Montagne*.
- Ortiz, N., & Weisser, F. (2017). *Informe IOCC Puente Pedro de Valdivia - Inspección visual, ensayos no destructivos, levantamiento geométrico y prospección subacuática*. Universidad Austral de Chile.
- Piletest. (2013). *Sistema para ensayos de pilotes*. Catálogo de productos.
- Pont Jacques-Bouloche à Bezons. . (1952). *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.
- Porto, Valer, & Romano, D. (2013). *Las técnicas de ensayos no destructivos para el control de materiales y estructuras de ingeniería civil*. IX Congreso REgional de ENDE y Jornadas de Soldaduras. Mar de Plata - Octubre 2013.

- Proceq, S. (2017 (I)). *Instrumentos portátiles de ensayos no destructivos de hormigón. Catálogo en Español Proceq*.
- Schanack, D. I. (2013). *Instructivo de Inspección Visual de Puentes*. Dirección de Vialidad Región de los Ríos. Ministerio de Obras Públicas.
- Thomaz, P. E. (2013). *Ponte em Balanços sucessivos*.
- Troyano, L. F. (2004). *Tierra Sobre el Agua: Visión Histórica Universal de los Puentes*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Vialidad, D. d. (2018). *Reseña Histórica*. Ministerio de Obras Públicas. Gobierno de Chile.
- Yoris, A., Belbey, F., & Cabaña, G. (2015). *Puente Carreteros sobre el arroyo Leyes: 69 años de servicio e historia*. Santa Fe - Argentina.